GRAĐEVINAR

9

ČASOPIS SAVEZA GRAĐEVNIH INŽENJERA I TEHNIČARA SR HRVATSKE

GODINA XVI RUJAN 1964

9563

»GRAĐEVINAR«

GOD. XVI BROJ 9

S A D R Ž A J

Članci

S U R A D N I C I !

OLAKŠAJTE RAD REDAKCIJSKOM ODBORU I UREDNIKU

Ako želite da Vaš članak bude što prije objavljen, držite se uputa:

DVA PRIMJERKA tipkana na stroju potpuno spremna za štampu neophodno su potrebna; tipkanje PROREDOM sa slobodnim RUBOM 5 cm ŠIRINE s lijeve strane omogućuju unošenje potrebnih korektura na jasan i pregledan način;

CRTEŽI IZRAĐENI TUŠEM jedino mogu da se upotrebe za izradu kliševa; slova i brojke na crtežima moraju biti tako veliki, da nakon smanjenja na format lista (8 odn. 16,5 cm širine) budu najmanje 1 mm visoki; svi naknadni ispravci crteža idu na račun autora;

fotografije kontrastne na sjajnom papiru daju dobre kliševe;

popis crteža i slika s rednom numeracijom olakšava orijetanciju, pa se izbjegava zametanje; sve slike priložiti odvojeno od teksta;

jasno i koncizno izražavanje u duhu jezika olakšava čitanje i povećava razumljivost, a štedi i na skupocijenom prostoru u listu.

Svi se objavljeni radovi honoriraju po tarifi, originalne slike se računaju kao tekst.

Molimo autore da prilikom slanja rukopisa naznače potpunu adresu, broj žiro računa i nadležnu općinu.

RUKOPISI SE NE VRAĆAJU, zadržite za sebe kopiju!

Casopis izdaje: Savez građevnih inženjera i tehničara SRH, Zagreb, Berislavićeva ul. 6.

Glavni urednik: Prof. dr ing. Ervin Nonveiller
Tehnički urednik: Ante Nejašmić

— Administracija: Zagreb, Berislavićeva 6 — Tel. 38-114 — Tek. račun kod NB Zagreb 400-181-608-331

Štamparija »VJESNIK« Zagreb

»GRAĐEVINAR«

ČASOPIS SAVEZA GRAĐEVNIH INŽENJERA I TEHNIČARA HRVATSKE

Z A G R E B

BERISLAVIĆEVA 6

Telefon 38-114

Tekući račun 400-181-608-331

12 BROJEVA GODIŠNJE S AKTUELNIM I INTERESANTNIM SADRŽAJEM

Izlazi svakog mjeseca

Godišnja pretplata iznosi

Za poduzeća i ustanove

Prvi pretplatni primjerak . .	Din	12.000
svaki daljnji primjerak . . .	„	2.500
za ostale pretplatnike . . .	„	900
za đake Građevinske srednje tehničke škole i studente Građevinskog fakulteta	„	400
za inostranstvo	„	4.000
pojedini broj za poduzeća i ustanove	„	250
za ostale	„	80

»GRAĐEVINAR« ima razvijenu oglasnu službu s ovim kategorijama oglasa

1. Oglašivanje privredne djelatnosti
2. Ponuda i potražnja materijala, najam strojeva i inventara, oglasi licitacije
3. Ponuda i potražnja namještenja

PRETPLATITE SE NA GRAĐEVINAR

OGLAŠAVAJTE U GRAĐEVINARU

»VULKAN« GRADJEVINSKE DIZALICE

KONZOLNA DIZALICA EDKD--0,3/0,5

Univerzalni tip dizalice nosivosti 300 i 500 kg

Jednostavna i solidna izvedba. Vrlo prikladno sredstvo za transport i dizanje

Dizalica se sastoji iz dva osnovna elementa:

— Okretna konzola nosivosti 500 kg OKB-0,5
— Elektro teretno vitlo vučne sile 300 kg ETB-0,3

Postavljanje dizalice je lako i brzo. Montira se na drveni, željezni ili armirano-betonski stup promjera 200 mm sa obujmicama koje omogućuju zaokretanje konzole za 200°

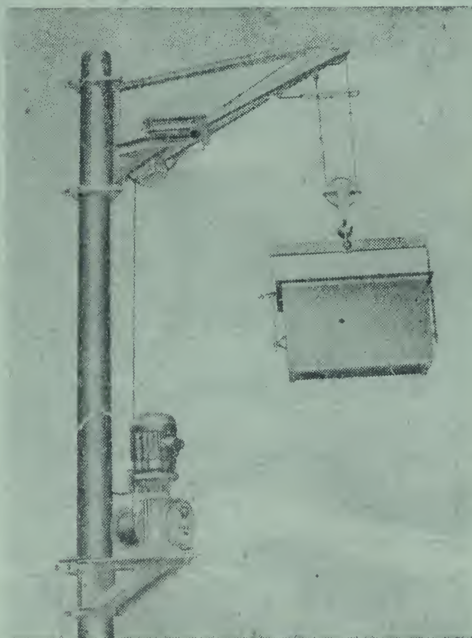
Na posebni zahtjev isporučujemo i konzole sa specijalnim obujmicama za pričvršćenje na četvrtaste stupove i na zidove

Dizalica se isporučuje sa kukom za dizanje tereta do 300 kg i sa koloturnikom i kukom za teret do 500 kg. U slučaju rada sa koloturnikom i kukom, brzina dizanja se smanjuje na polovinu, što omogućava dizanje većeg tereta

Stalak za elektroteretno vitlo je poseban dio koji omogućava pričvršćenje vitla na okrugli stup promjera 240 mm

Isporučujemo i posebne stalke koji omogućavaju postvaljanje vitla pri zemlji, na taj način se izbjegava prenašanje vitla zajedno sa konzolom na vrh objekta.

Na konzolu je postavljena krajnja sklopka koja automatski isključuje pogon kada kuka dođe u gornji položaj, na taj način izbjegava se mogućnost oštećenja dizalice i postizava sigurnost u radu



Karakteristike

Nosivost pomoću koloturnika sa kukom	500 kg
Brzina dizanja (srednja)	16 m/min
Nosivost pomoću utega sa kukom	300 kg
Brzina dizanja (srednja)	32 m/min
Visina dizanja	20 m

ELEKTRO TERETNO VITLO ETB-0,3

Kao poseban i nezavisan element može se upotrebiti sa konzolom ili bez nje za vučenje tereta, izvlačenje tereta na kosinama, otvaranje teških vrata i zasuna, za jednostavne teretne liftove itd.

Vitlo je potpuno zatvorene konstrukcije, te je sposobno za rad na otvorenom prostoru

Upravljanje vitlom obavlja se preko dvosmjernog prekidača



Karakteristike

Vučna sila	300 kg
Brzina namatanja užeta (srednja)	32 m/min
Broj okretaja bubnja	57 o/min

Elektro motor »Elektrokovina« — Maribor, tip T 112 SA NŽI, snage 2,2 kW, 1430 o/min, 380 V, 50 Hz, sa ugrađenom elektromagnetskom kočnicom, tip H82B

GRAĐEVINSKI LIFT »BOB«

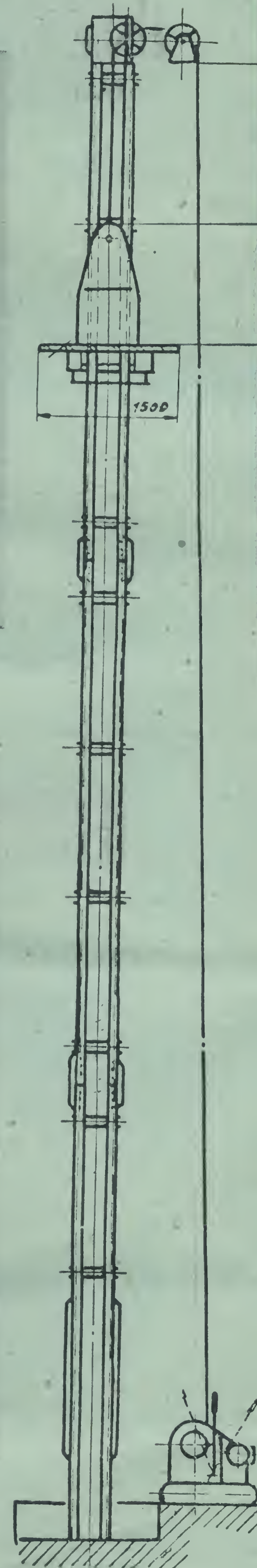
Jednostavno i efikasno teretno dizalo zbijene i solidne konstrukcije, sigurno u pogonu

Za pogon lifta služi vitlo tipa EBA-3-1, 2/45

Lift se sastoji iz vodilice sa priborom i platforme za dizanje tereta

Vodilice su sastavljene iz sekcija dužine 4 m, što omogućuje laki transport i brzu montažu

Platforma za dizanje sastoji se iz okvira varene konstrukcije sa vodećim kotačima i drvene ploče za smještaj tereta. Korisna površina za teret je 1,5 × 1 m i odgovara prostoru za smještaj japaner kolica. U platformu za dizanje ugrađena je automatska kočnica koja stupa u djelovanje u slučaju prekida užeta i sigurno zaustavlja lift na onoj visini na kojoj se desio prekid; na taj način je cijeli uređaj potpuno siguran u radu



Karakteristike

Nosivost na platformi	1000 kg
Brzina dizanja	45 m/min
Visina dizanja	5—49 m

Elektromotor »Rade Končar«, tip Az 237-4, snage 12,5 KS, 380 V, 50 Hz

Vitlo i elektromotor potpuno su zatvorene konstrukcije, te su sposobni za rad na otvorenom prostoru

Upravljanje vitlom obavlja se jednom polugom, što omogućava jednostavno i lako rukovanje

VULKAN

TVORNICA DIZALICA I LJEVAONICA – RIJEKA

RIJEKA, POLIĆ-KAMOVA 103 – TELEFON 41-455 – TELEX 02-569



NOSIVOST 1000 kg

VISINA DIZANJA DO 49 METARA



GRAĐEVINAR

GOD. XVI RUJAN 1964. Br. 9

NOVI ANTENSKI JARBOL SREDNJEVALNOG ODAŠILJAČA RADIO-ZAGREBA U DEANOVCU

Marijan Ivančić, profesor Građevinskog fakulteta Sveučilišta u Zagrebu

Uvodne napomene

Na mjestu starog antenskog jarbola srednjevalnog odašiljača Radio-Zagreb u Deanovcu, visine 120 m, s dvostrukim trosmjernim bočnim usidrenjem, trebalo je prema programu investitora projektirati i izvesti novi odašiljač. Određenom lokacijom i sugestijom bar djelomične upotrebe postojećih blokova za bočno usidrenje, bila je u izvjesnoj mjeri ograničena sloboda projektiranja. Svakako je time bilo uvjetovano rješenje s trosmjernim bočnim usidrenjem a u zavisnosti od visine novog jarbola od cca 156 m, koja je funkcija valne dužine odašiljača, odabrano je ponovno rješenje s dvostrukim bočnim usidrenjem. Vanjski blokovi usidrenja stare konstrukcije, u radijalnim udaljenostima 70 m, upotrebljeni su za unutarnje — kod nove konstrukcije, a vanjski blokovi nove konstrukcije projektirani su u radijalnim udaljenostima 85 m. Napušteni unutarnji blokovi usidrenja stare konstrukcije korišteni su za pomoćna sidrenja pri montaži konstrukcije, i u tu će se svrhu moći upotrijebiti pri kasnijim remontima. Centralni temelj jarbola stare konstrukcije morao je biti, zbog znatnog povećanja ležajnih akcija jarbola nove konstrukcije, zamijenjen novim.

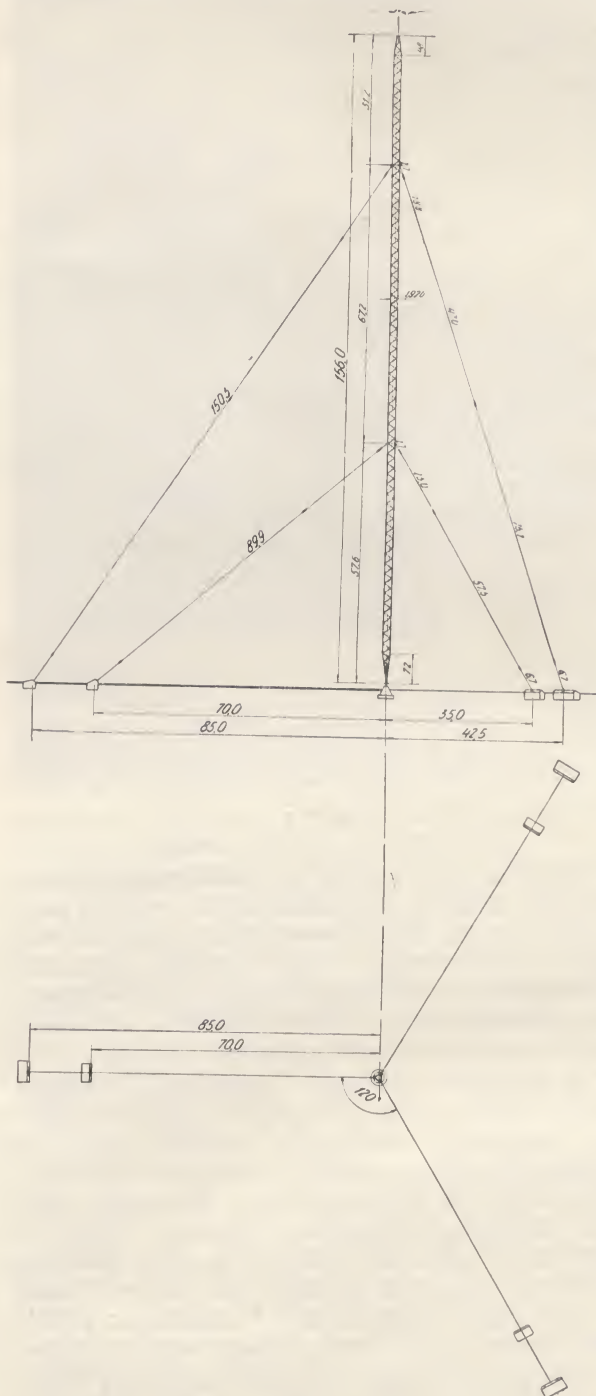
Rešetkasta konstrukcija trupa jarbola projektirana je u cijevnoj zavarenoj izvedbi, s vijčanim montažnim nastavcima pojaseva, a zavisnosti od trosmjernog usidrenja, u tropojasnoj formi.

Projekt ovog novog antenskog jarbola s radioničkim nacrtima izrađen je i dovršen 1961. a radionička izrada i montaža tokom 1962. sa završetkom montaže u jeseni te godine.

Novi antenski jarbol predstavlja svojim osnovnim konstruktivnim i električkim karakteristikama, svojim oblikovanjem i izvedbom kao i načinom montaže, suvremenu tehničku realizaciju.

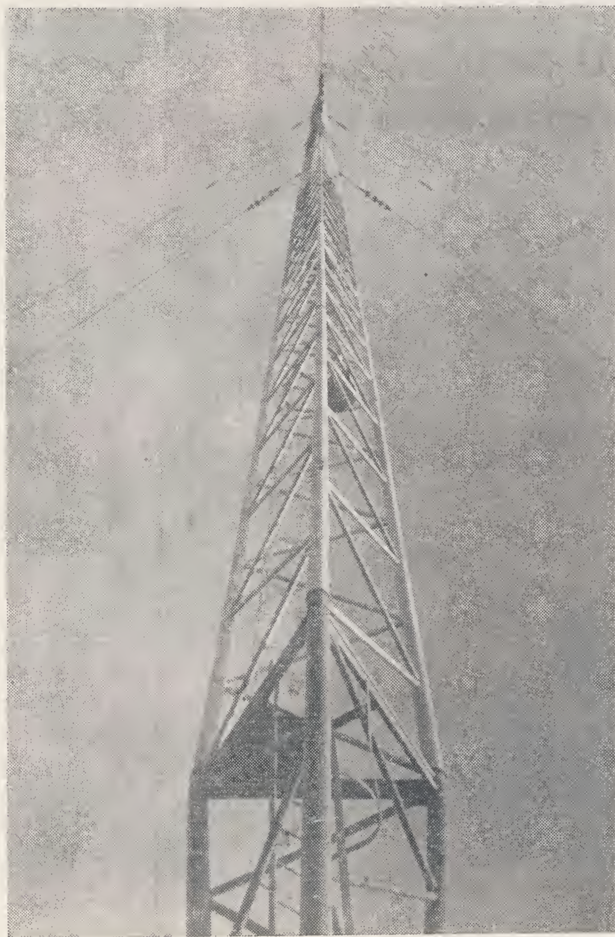
Izbor sistema konstrukcije i glavnih mjera

Sistem konstrukcije antenskog jarbola s trosmjernim bočnim usidrenjem bio je doduše uvjetovan starim rješenjem — no i kod pune slobode izbora bio bi primijenjen jednak sistem zbog izvjesnih prednosti prema sistemu s četverosmjernim usidrenjem. Unatoč povećanoj visini jarbola za 30% prema starom rješenju, primjenjeno je opet dvostruko bočno usidrenje. Gornja hvatišta užeta boč-



Sl. 1

nog usidrenja na trupu jarbola nalaze se u visinama 57,6 m odnosno 124,8 m iznad podnožnog zgloba a odgovarajuće radijalne udaljenosti donjih hvatišta užeta na blokovima za usidrenje iznose 70,0 m odnosno 85,0 m. Konzolni završetak jarbola je dužine 31,2 m (sl. 1.1 i 1.2).

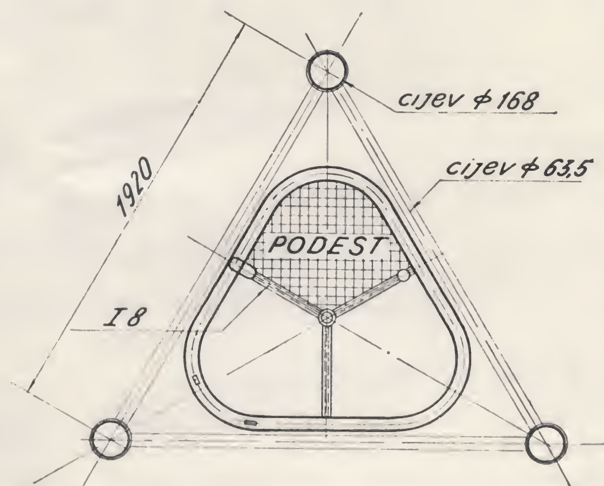


Sl. 1.2

Kako je trup jarbola u električnom pogledu radijator srednjevalnog odašiljača, to je on u podnožnom zglobu električki izoliran. Iz istog su razloga i užeta bočnog sidrenja izolirana prema tlu umetanjem tzv. izolatorskih lanaca unutar slobodnog raspona užeta, i to po izvjesnom rasporedu uvjetovanom električnim razlozima (sl. 1.1).

Spomenutim visinskim rasporedom hvatišta bočnog sidrenja jarbola nastojalo se postići približno izjednačenje ekstremnih pojasnih napona u karakterističnim presjecima trupa izazvanih prednapinjanjem te kompresionim i fleksionim akcijama lateralnog opterećenja. Sistemna visina rešetke trupa, određena dužinom stranice 1920 mm trokutnog poprečnog presjeka (sl. 2.1) uvjetovana je ekonomijom rješenja kao i elastičnom stabilnošću sistema pod akcijom kompresije i fleksije.

Kod izbora odnosa poprečnih dimenzija cijevnih štapova i sistemne visine rešetke jarbola u



Sl. 2.1

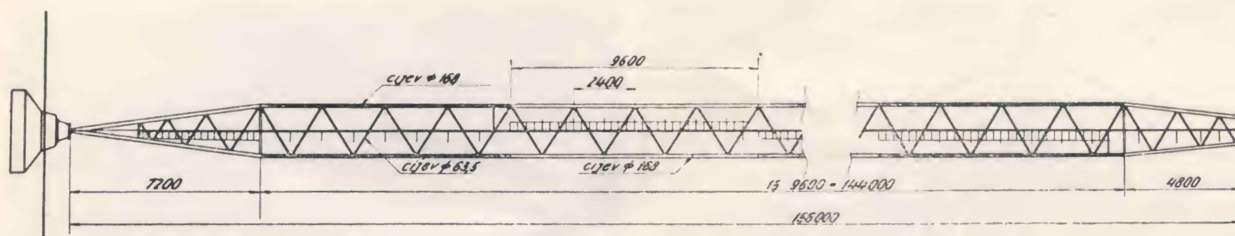
interesu je ekonomije, postići što manje napadne plohe vjetra. S tim je zahtjevom vezano nastojanje primjene debelostjenih cijevi, s manjim vanjskim dijametrom, koje se mora kompromisno uskladiti s kontradiktornim zahtjevom ekonomičnog dimenzioniranja kompresionih elemenata rešetke.

U konkretnom je slučaju postignuće optimalnog rješenja bilo znatno otežano ograničenim mogućnostima nabave bešavnih cijevi naše proizvodnje. Kod konstrukcije je, prvobitno projektirane u standardnom materijalu Č 35, morao biti, u vezi s mogućnostima nabave, izvršen prijelaz na visokovrijedni materijal X-52, s izazvanim kompliciranjem radioničkog zavarivačkog rada. Taj je prijelaz izazvao potrebu izvjesnih izmjena u već dovršenim radioničkim nacrtima u zavisnosti od promjena vanjskog dijametra pojasnih cijevi. U pogledu varijacija debljina stijenki pojasnih cijevi, bile su one omogućene samo u dva stepena, i to ∅ 168.7 i ∅ 168.9,5. Ovaj posljednji primijenjen je samo kod montažnih elemenata jarbola, koji sadrže konstrukciju hvatišta bočnog usidrenja.

Konstrukcija jarbola

Rešetkasta konstrukcija trupa jarbola oblikovana je prizmatički tropojasno, s piramidalnim završecima na obim krajevima. Prizmatički dio trupa jarbola sastavljen je od 15 normalnih montažnih elemenata dužine 9600 mm. Nabavom pojasnih cijevi odgovarajuće dužine, otpala je potreba zavarenih nastavaka pojaseva montažnih elemenata. Montažni elementi svojim dimenzijama i težinom nisu izazvali nikakve transportne kao ni montažne poteškoće.

Dužine krajnjih montažnih elemenata odstupaju od one normalnih i iznose za podnožni element 7200 mm a za najgornji, završni, 4800 mm. Ukupna dužina jarbola dobiva se sabiranjem $7200 + 15 \cdot 9600 + 4800 = 156000$ mm (sl. 2.2).



Sl. 2.2

Vanjski dijametar pojasnih cijevi konstantan je uzduž čitavog jarbola a zadržane su konstantne i dimenzije dijagonalne ispune ∅ 65.3.

Između elemenata normalne dužine odskaču svojim posebnim oblikovanjem dva, koja sadrže konstrukciju hvatišta s poprečnim trokutnim prstenima za preuzimanje radijalnih vlačnih akcija bočnog usidrenja. Ti montažni elementi razlikuju se, zbog većih debljina stijenki pojasnih cijevi, i svojom težinom od ostalih.

Podnožni element, piramidalno oblikovan s centriranjem osi pojaseva u temeljni zglob, sadrži na svom donjem kraju posebnu prstenastu konzolnu konstrukciju za upiranje glava dizalica pri odizanju jarbola kod montaže odnosno eventualne izmjene podnožnog izolatora (sl. 3). Sam zglob, situiran visinski neposredno iznad podnožnog izolatora, sastoji se od dvaju rotacionih tijela iz čeličnog liva s tačkastim kontaktom sferičkih ploha s protivnim predznacima zakrivljenosti. Konstrukcija zgloba kao sastavnog dijela izolatora potiče iz uvozne opreme jarbola (sl. 3).



Sl. 3

Uzduž čitavog jarbola izvedene su ljestve u unutrašnjosti trupa opremljene zaštitnim obručima. Podesti, smješteni pri gornjim krajevima elemenata, prekidaju ljestve na odsjeke. Jedan cijevni pojas ljestava prolazi čitavom dužinom osju jarbola, dok radijalna ravnina, određena drugim pojasom, dobiva iza svakog podesta rotacioni pomak od 120°.

Montažni elementi jarbola bili su radionički potpuno dovršeni s ugradnjom opreme, tako da kod montaže nije bilo zavarivačkih radova. Montažni radovi pri spajanju elemenata bili su ograničeni na stezanje triju montažnih spojnica pojaseva i jedne spojnice centralnog pojasa ljestava.

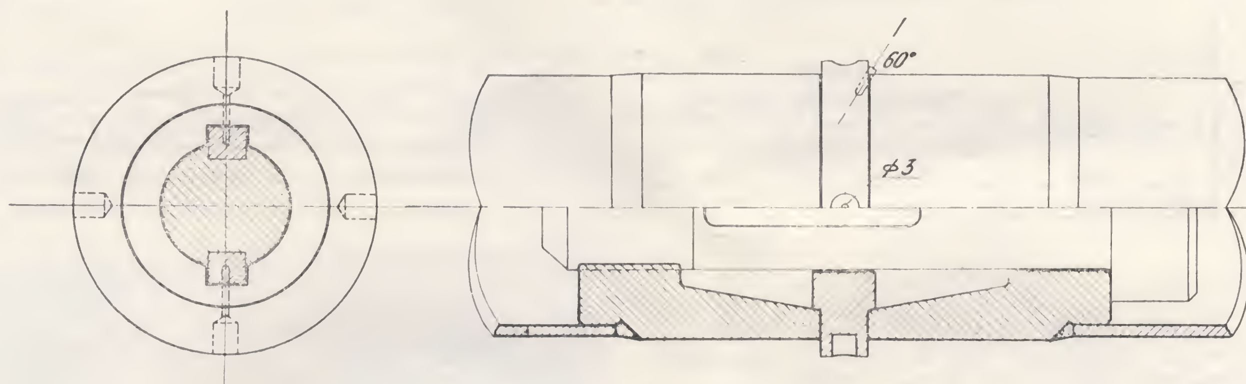
Montažna spojnica pojaseva

Montažnom spojnicom pojaseva (sl, 4) nastojalo se postići rješenje sa skrivenim mehanizmom stezanja a koje bi omogućilo sigurno i brzo montažno spajanje. Poznato rješenje s vijčanim kolčakom može se u funkcionalnom pogledu smatrati možda boljim, no izrada mu je kompliciranija a nesumnjivo zaostaje u pogledu estetskog oblikovanja.

Izvedena spojnica sastoji se od dviju glava, koje su s vanjske strane cilindrički obrađene na vanjski dijametar pojasnih cijevi, dok im je obrada s unutarnje strane konična. Stezni vijak, situiran koaksijalno s pojasevima, odnosno s glavama spojnice, traži aksijalno bušenje gornje glave odgovarajuće dijametru trupa vijka, odnosno izvedbu odgovarajućeg nareza u aksijalnom bušenju donje glave spojnice. Između obiju glava spojnice predviđen je posebni zavrtni prsten.

Stezanje spojnice postizava se rotacijom zavrtnog prstena, koja se prenosi na vijak pomoću dijametralnog para utora u zavrtnom prstenu i pera na trupu vijka. Uvijanjem vijka u narez donje glave izvodi se aksijalno pomicanje vijka do dosjeda njegove glave na gornju glavu spojnice.

Obje glave spojnice obrađene su na kontakt s zavrtnim prstenom među njima, koji svojom profilacijom osigurava njihovu koaksijalnost.



Sl. 4

Glave jedne spojnice pripadaju, naravno, pojasevima dvaju konsekutivnih montažnih elemenata jarbola a prilikom montažnog spajanja dolazi najprije do njihovog koaksijalnog kontakta s zavrtnim prstenom te upadanja trupa vijka do početka nareza u bušenju donje glave. Okretanjem zavrtnog prstena uvija se stezni vijak i spušta do dosjeda svoje glave na gornju glavu spojnice.

Sama operacija stezanja posebnim montažnim ključem, koji svojim zupcima zahvaća u radijalna bušenja zavrtnog prstena, traje svega nekoliko minuta.

Konstrukcija mehanizma stezanja spojnice dimenzionirana je na postizanje stanovitog prednapona u steznom vijku.

Jasno je, iz ovog prikaza konstrukcije spojnice, da se tlačne pojasne sile prenose putem kontakta, dok se vlačne sile prenose preko centralnog steznog vijka. Nakon završetka montažnog stezanja spojnice, zavrtni se prsten posebnim trnom fiksira o glavu spojnice.

Zavrtni prsten spojnice pripada zajedno sa steznim vijkom dijelu spojnice na strani glave vijka, dakle gornjem montažnom elementu jarbola i transportira se zajedno s njim. Otpadanje zavrtnog prstena odnosno upadanje vijka u pojasnu cijev prilikom transporta spriječeno je posebnim trnovima zabijenim u trup vijka.

Prikazano rješenje spojnice, koje je kod ove konstrukcije prvi put u praksi primijenjeno, pokazalo je neosporne montažne prednosti uz već spomenutu prednost estetskog oblikovanja aksijalnog cijevnog spoja. Mana mu je u relativno velikom momentu otpora trenja, pri namjeri postizanja većih prednapona steznog vijka, zbog dvostrukih kliznih ploha uvjetovanih zavrtnim prstenom. Daljnji manji doprinos momentu trenja potiče još od klizanja glave steznog vijka kod rotacije, no taj se je mogao eliminirati izvedbom vijka s obostranim protusmjernim narezom. To prvobitno rješenje bilo je, međutim, napušteno zbog neospornih montažnih prednosti odabranog rješenja, koje omogućava centrični dosjed pojaseva montažnih elemenata već prije početka zavrtanja spojnica.

Bočno usidrenje jarbola

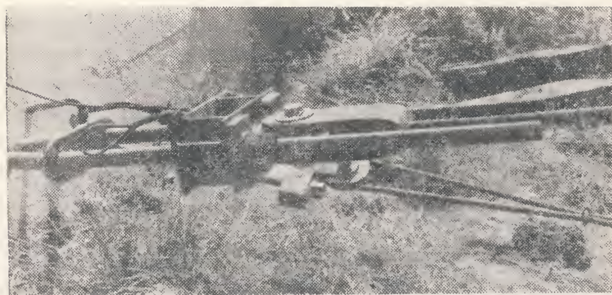
Ravnine dvostrukog, trosmjernog usidrenja jarbola simetralne su ravnine njegovog trobridnog trupa. Mjere o visinskim položajima gornjih hvatišta užeta bočnog pridržanja kao i radijalnim udaljenostima korespondentnih donjih hvatišta date su naprijed. Sama užeta izvedena su u obliku snopa paralelnih žica zbog male deformabilnosti tog tipa užeta. Modul elastičnosti kod tog tipa iznosi $E = 2{,}0$ do $2{,}1 \cdot 10^3$ t/cm², dok je on kod spiralnog tipa znatno manji, i iznosi kod tzv. otvorenog spiralnog užeta $E = 1{,}1 \cdot 10^3$ t/cm² a kod zatvorenog $E = 1{,}5 \cdot 10^3$ t/cm². Veća deformabilnost spiralnog užeta uvjetuje i veće deformacije trupa jarbola ukoliko ne izvedemo znatna prednapinjanja užeta bočnog usidrenja, što se opet nepovoljno manifestira u pogledu ekonomičnosti takvog rješenja. Osim toga taj upliv prednapona vremenom opada zbog daljnjeg istezanja spiralnih užeta, što opet izaziva potrebu naknadnog napinjanja.

Kod odabranog tipa, spomenuti nedostaci otpadaju i nisu potrebne nikakve rektifikacije prednapona za vrijeme pogona, no zbog njegove relativne velike krutosti, nije moguć transport kod većih dužina, pa je potrebna izvedba na licu mjesta.

Upotrebljene žice su proizvod željezare Jesenice tzv. »patentirane žice« u pocinčanoj izvedbi. Statička vlačna čvrstoća iznosi cca 130 kg/mm².

Užeta su građena u obliku četveroslojnog snopa žica s poprečnim rasporedom $1 + 6 + 12 + 18 = 37$ komada, profila 5 mm kod užeta gornjeg odnosno 4 mm kod užeta donjeg bočnog usidrenja. Osim kontinuiranog bandažiranja strmohodnim spiralnim omotom od meke pocinčane žice profila 2 mm, izvedene su na užetima u izvjesnim razmacima guste poprečne bandaže zbog fiksiranja pravilnog oblika njihovog poprečnog presjeka. Krajevi užeta usidreni su zalijevanjem u specijalne glave potkovastog oblika (sl. 5 i 6).

Gornje glave užeta bočnog usidrenja priključene su dvorezno svornjacima na bridne konsolne limove jarbola. Ti jaki konsolni limovi prosjecaju aksijalno pojasne cijevi i konstruktivno su povezani s već spomenutim poprečnim punostijenim vlačnim



Sl. 5



Sl. 6

prstenom trupa jarbola. Donje glave užeta priključene su svornjacima na tzv. pokretni most stezaljke.

Stezaljke konvencionalnog tipa, sastoje se od dvokrake vilice, s narezom na oba kraka, te mosta, pokretnog uzduž krakova vilice (sl. 5). Napinjanje užeta postizava se zavrtanjem matica na krakovima vilice odnosno time izazvanog pokretanja mosta stezaljke. Fiksiranje stanovitog prednapona u užetu postizava se fiksiranjem položaja mosta stezaljke — parovima međusobno stegnutih matica na krakovima vilice. Budući da je trup jarbola u električnom pogledu radijator, to on i u svom bočnom usidrenju mora biti izoliran prema tlu. U tu svrhu užeta za bočno usidrenje prekidana su, unutar svog slobodnog raspona, posebnim izolatorskim lancima. Čelična armatura lanaca sastoji se od karika, odjeljenih steatitnim izolatorima u vidu kardanskog zglobnog spoja, a prema broju izolatora u jednom lancu razlikujemo jedno- dvo- i tročlane lance (sl. 6 prikazuje jednočlani lanac). Ti izolatorski lanci spadaju, jednako kao i podnožni steatitni izolator sa svojom armaturom (sl. 3) u sastav uvozne opreme antenskog jarbola. Na armaturu izolatorskog lanca priključuju se užeta završnim potkovastim glavama jednakim onima krajnjih priključaka.

Razmaci lanaca tih visokoefektivnih izolatora, odnosno razmaci prekida užeta bočnog sidrenja, slijede odozgo prema dolje u odnosima cca 1 : 2,5 : : 4 : 5,5 : . . . i s tim u vezi gornja, duža užeta sidrenja sadrže 5 izolatorskih lanaca, a donja kraća, 3 izolatorska lanca. Najgornji izolatorski lanci su kod gornjeg i donjeg sidrenja tročlani, najdonji jednočlani, dok su svi unutarnji lanci dvočlani. Takav raspored izolatorskih lanaca uvjetovan je električki u zavisnosti od raspodjele električnog naboja. Potreba tročlanih lanaca u blizini trupa antenskog jarbola odgovara najvećem naponu isijavanja u njegovoj blizini.

Radionička izrada konstrukcije jarbola

U svrhu postizanja geometrijske tačnosti potrebne za nesmetano odvijanje kasnijih montažnih radova, bile su već prije početka radioničke izrade konstrukcije izvodiocu radova propisane izvjesne tolerancije mjera. Te su se tolerancije uglavnom odnosile na dužine montažnih elemenata, međusobne razmake osi njihovih pojaseva i pravolinijski tok osi jarbola.

Na slobodne pojasne cijevi, priključene su sučeonim varovima najprije glave spojnica, s tačnim razmacima njihovih kontaktnih ploha. Ovako dovršeni pojasevi montažnih elemenata fiksirani su međusobno poprečnim šablonama, i priključeni na pojaseve prethodnog montažnog elementa. Taj element bio je neposredno prije toga, tačkastim pripajanjem dijagonalne ispune, sastavljen u cjelinu. Paralelno s radovima zavarivačkog tačkastog pripajanja dijagonalne ispune na promatranom elementu, izvodilo se, definitivno zavarivačko priključivanje dijagonalne ispune na prethodnom elementu. Završetkom zavarivačkih radova na prethodnom montažnom elementu, razriješena je njegova pojasna veza s promatranim elementom, na koji su sada priključeni pojasnim spojnicama pojasevi narednog elementa s istodobnim ubacivanjem poprečnih šablona. Sad su dalje tekli paralelno radovi tačkastog pripajanja dijagonalne ispune na narednom montažnom elementu i definitivnog zavarivačkog priključivanja ispune na promatranom elementu. Na taj se način opisani slijed zavarivačkih radova produžavao postepenim spajanjem pojaseva dvaju konsekutivnih montažnih elemenata.

Provjera pravolinijskog toka osi obavljana je viziranjem triju centriranih tačaka u tri presjeka dvaju konsekutivnih montažnih elemenata. Radioničkom je zavarivanju bila općenito posvećena velika pažnja, a osobito sučeonom zavarivanju glava spojnica na pojaseve. Kako se radilo o visokovrijednom cijevnom materijalu X-52 s uvjetnom zavarljivošću, bile su kod zavarivačkih radova primijenjene posebne mjere.

Proizvođač cijevi, Željezara Sisak, angažirala je Institut za metalne konstrukcije u Ljubljani sa zadatkom, da na osnovu izvršenih ispitivanja preporuči najpovoljnije uvjete za tehnološki proces zavarivanja.

Iz »Pregleda kemijskih analiza i mehaničkih svojstava«, kojima je bilo obuhvaćeno cca 9500 t dotada izrađenih cijevi kvaliteta X-52 u Željezari Sisak, vidi se kretanje sadržaja ugljika i mangana, koji su mjerodavni za prosuđivanje sklonosti materijala pojavama stvrdnjavanja u granicama 0,23—0,27% za ugljik odnosno 0,82—0,98% za mangan. Prema tomu se je kemijski ekvivalent ugljika C + + 1/6 Mn kretao u granicama 0,37—0,43%.

Ako ove rezultate usporedimo s prijedlozima IX komisije Internacionalnog instituta za tehniku zavarivanja (Prijedlog Bonhomme, I. I. W., Dokument IX—230—1958) vidimo, da ekvivalent ugljika zadovoljava, ali da je sadržaj ugljika pojedinačno znatno previsok, tako da je bilo potrebno uvođenje posebnih mjera i uvjeta rada kod zavarivanja. Na osnovu opsežnih studija u pogledu zavarljivosti cijevnog materijala X-52, Institut za metalne konstrukcije u Ljubljani predložio je zavarivanje s bazičnim elektrodama E Z - 48 B Tvornice elektroda Zagreb uz prethodno zagrijavanje mjesta spoja na 160—180°C. Ispitivanja su nadalje pokazala da Vickersova tvrdoća u prelaznoj zoni te u zoni termičkog upliva opada, od 480 HV pri zavarivanju kod sobne temperature, na manje od 250 HV kod predgrijavanja na 160—180°C.

Rezultati ispitivanja udarne žilavosti po Charpyu, kod niskih temperatura su bili zadovoljavajući s obzirom na bojazan od krtog loma. Može se napomenuti, da je opasnost od krtog loma, kod konstrukcija opisanog tipa, općenito malena.

Ispitivanje gotovih varova obavljao je Institut za zavarivanje Tehničke visoke škole u Zagrebu! Suočeni sastavci pojaseva s glavama spojnica ispitani su u potpunosti novom ultrazvučnom aparaturom. Ta su se ispitivanja pokazala praktična i pouzdana u radu.

Izvedba užeta za bočna usidrenja

Kako je već prije bilo spomenuto, užeta su projektirana i izvedena u obliku snopa paralelnih žica a zbog njihovog relativno velikog fleksionog otpora nastupila je potreba njihove izrade, tzv. »pletenja« na gradilištu. U tu je svrhu bilo potrebno izvesti u odgovarajućim razmacima posebna sidrišta za napinjanje žica kod »pletenja« užeta. Žice, dostavljene od proizvođača u koturima dijametra cca 1 m, razmotane su, ravnane i rezane u odgovarajućim dužinama i zatim pojedinačno usidrene sa stanovitim prednaponom u sidrištima. Pravilni poprečni raspored žica u užetu osiguran je pomoću posebnih šablona s izbušenim rupama za provlačenje žica.

Užeta su bila »pletena« u punim dužinama, odgovarajućim razmacima njihovih krajnjih hvatišta uzimajući u obzir odbitke odgovarajuće razmacima hvatišta na izolatorskim lancima, te dodatke potrebne za usidrenja u završne glave. Gotova su užeta, prema rasporedu njihovih prekida, izolatorskim lancima sječena u svrhu priključaka završnih glava.

Taj se priključak izvodio zalijevanjem cinkom u završne glave potkovastog oblika, i to prema uputama dobivenim preko investitora od njemačke firme Dortmunder Brueckenbau G. H. Jucho, Dortmund. Glava potkovastog oblika, izrađena od savijenog valjanog plosnatog čelika, predstavlja novo savremeno rješenje, razvijeno od spomenute firme, sa znatnim prednostima u pogledu kontrole zalijevanja prema starijem rješenju u obliku koničnih tuljaka od čeličnog liva. Samo zalijevanje glava provodilo se, prema dobivenim uputama, u vertikalnom položaju, zbog čega se ono moralo izvoditi na povišenom mjestu. To je uvjetovano potrebom devijacije smjera užeta u vertikalnoj ravnini za iznos od 90°, a relativno velika krutost užeta tražila je izvođenje devijacije s relativno velikim radijusom zakrivljenosti.

Kod izvođenja devijacije došlo je kod nekih užeta do međusobnog klizanja žica, iako se stezanjem užeta posebnim stegama nastojalo ono spriječiti. Tu je trebalo postupak ponoviti a demontiranjem bandaža na području savijanja užeta odnosno eliminacijom fleksionog otpora užeta bilo je u potpunosti uklonjeno klizanje žica kod fleksije užeta.

Još jednostavnije rješenje bilo je primijenjeno s punim uspjehom kod zalijevanja završnih glava jedne kasnije izvedene konstrukcije. Napuštanjem uputa o zalijevanju glava u vertikalnom i prelazom na zaljevanje u horizontalnom položaju otpala je potreba savijanja užeta.

Prije montažne ugradnje užeta su još u svrhu pune zaštite od korozije premazana dvostrukim premazom »Inertolom«.

Montaža jarbola

Odabrani i provedeni način montaže »prema gore« sastojao se u postepenoj dogradnji jarbola uzlaznim slijedom, tj. vremenski slijed montažne ugradnje elemenata jarbola odgovarao je geometrijskom slijedu elemenata u ulaznom smjeru. Postoji naravno i mogućnost montaže »prema dolje«, kod koje vremenski slijed ugradnje montažnih elemenata odgovara geometrijskom slijedu u silaznom smjeru, no prvospomenuti način ima prednost kod visokih, odnosno težih konstrukcija.

Po drugom načinu montaže, sa silaznim slijedom, trebalo bi tokom postepene ugradnje montažnih elemenata izvoditi postepena dizanja čitave dotada izgrađene konstrukcije za iznose odgovarajuće dužinama montažnih elemenata uz istodobna postepena produžavanja svih užeta montažne bočne stabilizacije. Prema tome, definitivna bočna sidrenja mogla bi se izvesti tek nakon završetka montaže jarbola a ne već tokom njegove montaže, kao kod odabranog načina.

Prednost drugog načina montaže, sadržana u izbjegavanju montažnih radova na visini, nije u konkretnom slučaju mogla kompenzirati njegove nedostatke, te je odabran prvospomenuti način s uzlaznim slijedom montaže.

Glavni uređaji odabranog načina montaže »prema gore« sastoje se od jedne dvokrake okretne vilice, oblika otvorenog okvira i trostruke garniture tzv. montažnog »osedlanja« elementa jarbola. Ta konstrukcija osedlanja sadrži hvatišta dvaju užeta za visinski montažni transport elementa, zatim ležajeve za oslon osovine okretne vilice, kao i par kotureva, zaštićenih posebnim vodilicama, za oslon odnosno izvođenje devijacije smjera užeta u

njihovom silaznom odsjeku. Ti koturevi osim toga služe i za izvjesne manipulacije pri kasnije opisanoj fazi visinskog prebacivanja montažne vilice.

Konstrukcija montažnog osedlanja priključuje se na gornjem kraju montažnog elementa, a samo osedlanje obavlja se u vremenskom razdoblju dizanja prethodnog montažnog elementa. Montažno osedlanje predstavlja laku, vijčanim spojevima sastavljenu i lako razloživu prostornu rešetkastu konstrukciju, koja osim gore spomenutih dijelova sadrži i dva para vijčanih cijevnih obujmica za priključak na pojaseve montažnog elementa (sl. 7).



Sl. 7

Takvim osedlanjem opremljen je svaki montažni element jarbola u vremenskom razdoblju od početka njegovog dizanja do završetka visinskog prebacivanja montažne vilice s konačnim oslonom na ležajnu konstrukciju osedlanja slijedećeg montažnog elementa.

Montažna okretna vilica dio je montažnog uređaja za omogućenje visinskog transporta montažnog elementa. Prva faza tog montažnog transporta predstavljena je aksijalnom translacijom elementa, paralelnom osi jarbola, a druga, završna faza, aksijalnom i lateralnom translacijom do postizanja koaksijalnosti montažnog elementa i jarbola. U prvoj fazi tog montažnog transporta vilica je fiksna, dočim se u drugoj fazi — rotacijom vilice oko njezine horizontalne osovine — omogućuje i lateralni pomak elementa.



Sl. 8

Montažna okretna vilica sastoji se od para dvokrakih lomljenih štapova, međusobno spregnutih u ravnini donjih krakova, tzv. protukrakova. Donja prečka sprega, koja spaja krajeve protukrakova, sastavni je dio konstrukcije donjeg horizontalnog oslona vilice i vretenastog pogonskog mehanizma kojim se izvodi rotacija vilice. Okretna osovina spaja prelome tačke vertikala konstrukcije vilice. Na gornjim krajevima slobodnih krakova vilice smješteni su koturevi za vođenje i oslon užeta za dizanje montažnih elemenata pri njihovom montažnom transportu. Dužina slobodnih krakova okretne vilice uvjetovana je dužinom montažnog elementa, smanjenom za iznos vertikalnog razmaka između ležajne osi vilice i hvatišta užeta na konstrukciji montažnog osedlanja, te iznosi 7200 mm, dok dužina protukrakova iznosi 2100 mm (sl. 8).

Užeta za montažni transport, profila 8 mm, priključena su svojim krajnjim glavama na hvatišta konstrukcije osedlanja transportnog elementa i njihov uzlazni odsjek završava oslonom na koturevima vilice. Poprečni razmak koturева na krakovima vilice uvjetovan je prolazom montažnog elementa, opremljenog svojom konstrukcijom osedlanja, u završnoj fazi visinskog transporta.

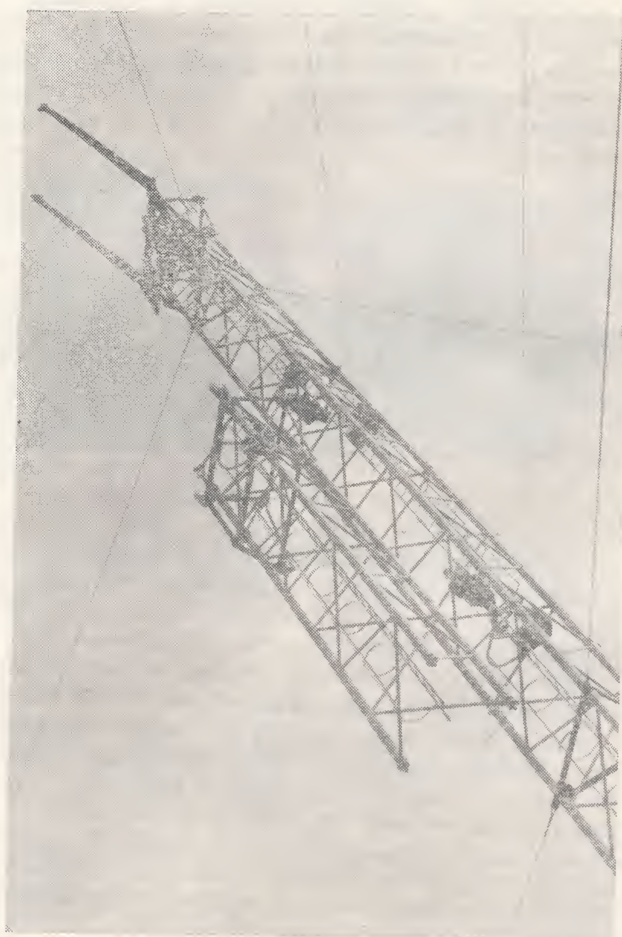
U svom silaznom odsjeku, užeta se oslanjaju na koturеve konstrukcije osedlanja u svrhu postignuća devijacije u vertikalni smjer.

U podnožju jarbola priključen je još jedan par koturева za postignuće devijacije užeta iz vertikalnog u horizontalni smjer s konačnim priključkom na dva lagana ručna vitla, za pogon montažnog transporta. Vitla su usidrena horizontalno u jedan od unutarnjih blokova za bočno sidrenje jarbola.

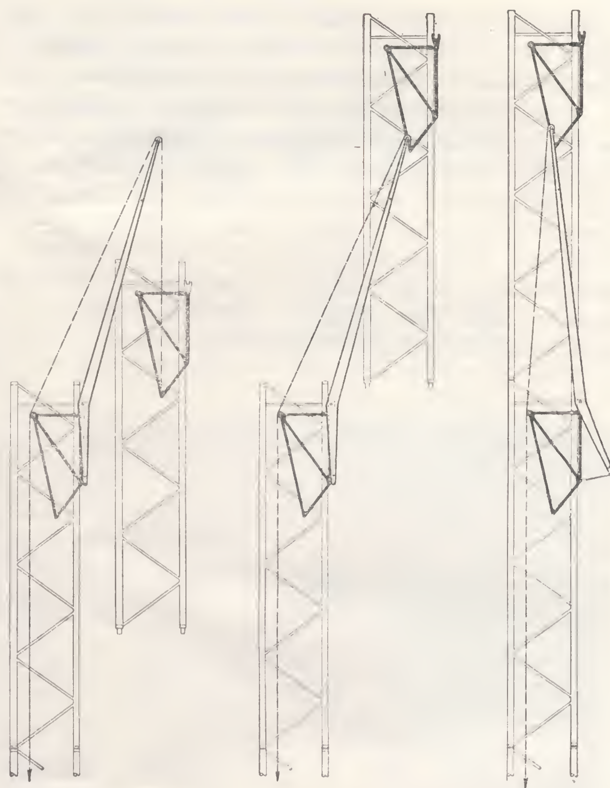
Svi su koturevi za vođenje užeta opremljeni vodilicama za osiguranje protiv iskliznuća užeta.

Nakon opisa montažnog uređaja promotrimo montažni transport elemenata jarbola.

U prvom dijelu te montažne faze izvodi se vertikalni transport montažnog elementa pogonom s podnožnih vitala (sl. 9). Montažna je vilica u toj



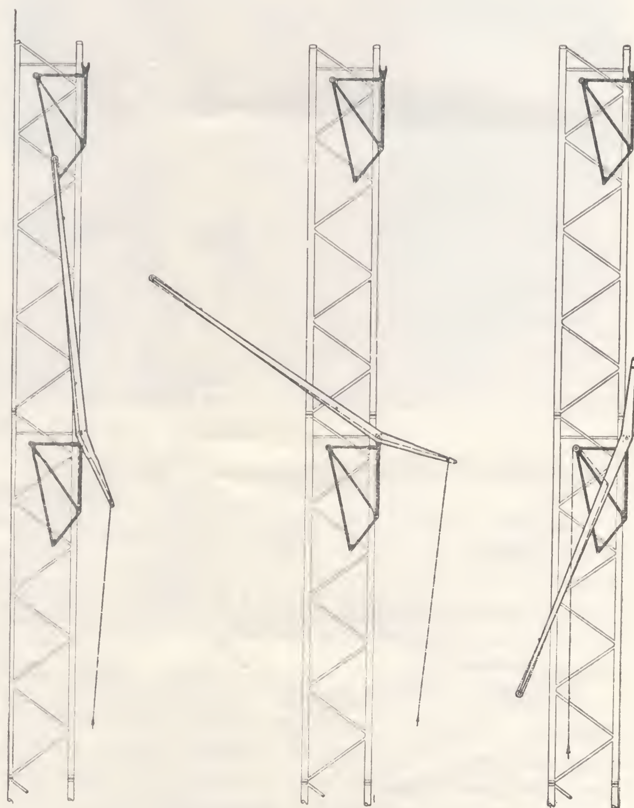
Sl. 9



Sl. 10 1 — 10.3

fazi fiksirana u svom tzv. normalnom položaju s oslonom na konstrukciju osedlanja prethodno podignutog montažnog elementa. Taj dio montažne faze završava kontaktnim zakočenjem tog gibanja sudarom posebnih pločica na užetima i noseva na krajevima krakova vilice. Drugi dio te faze montažnog transporta izvodi se rotacionim pomakom vilice. Pogon tog rotacionog pomaka izvodi se pomoću vretenastog mehanizma pri donjim krajevima protukrakova. Taj dio montažnog transporta završava centriranjem podignutog elementa u os jarbola (sl. 10.1 do 10.3). Slijedi spuštanje elementa za izvjesni mali iznos, popuštanjem užeta na podnožnim vitlima, do kontakta pojasnih spojnica. Stezanjem pojasnih spojnica završava operacija montažne ugradnje elementa.

Slijedeća faza montažne operacije je visinsko prebacivanje montažne vilice na ležajeve konstrukcije osedlanja upravo podignutog montažnog elementa. To se prebacivanje izvodi podnožnim vitlima istim parom užeta za dizanje uz istodobno posluživanje na visini. Posluživanje se sastoji u izvođenju izvjesnih izmjena u načinu vođenja užeta tokom te montažne operacije. Shematski prikaz te montažne faze slijedi (sl. 10.4 do 10.12).



Sl. 10.4 — 10.6

Smisao potrebe trostruke garniture montažnog osedlanja elemenata može se objasniti promatranjem vremenskog perioda montažnog transporta n-tog elementa.

Tokom tog perioda okretna je vilica oslonjena na ležajeve konstrukcije osedlanja (n-1)-og elementa. Završetkom tog perioda slijedi visinsko preprebacivanje montažne vilice sa ležajeva osedlanja (n-1)-vog elementa na ležajeve osedlanja n-tog elementa, s njezinim dovođenjem u tzv. normalni položaj.

Slijedi demontiranje osedlanja (n-1)-og elementa i njegovo spuštanje na tlo korištenjem povratnog puta glava užeta, koji se izvodi otpuštanjem na vitlima.

U vremenskom razdoblju od početka montažnog transporta n-tog elementa do završetka spuštanja demontiranog osedlanja (n-1)-og elementa, opremaljuje se na tlu (n+1)-vi element trećom garniturom montažnog osedlanja.

Potom slijedi analogni period montažnog transporta (n+1)-og elementa. Prethodno spuštenom konstrukcijom osedlanja (n-1)-og elementa opremljuje se (n+2)-gi element, i to opremanje mora biti završeno do spuštanja na tlo demontiranog osedlanja n-tog elementa, itd.

Vratimo se na opis montažne faze prebacivanja okretne vilice s ležajeva osedlanja (n-1)-og elementa na ležajeve osedlanja n-tog elementa. Ta faza slijedi neposredno iza završetka montažnog transporta n-tog elementa i započinje razrješenjem veza između glava užeta i hvatišta osedlanja n-tog elementa te kvačenjem glava užeta na izvjesne fiksne tačke na krakovima montažne vilice. Te fiksne tačke realizirane su konstruktivno u formi trnova.

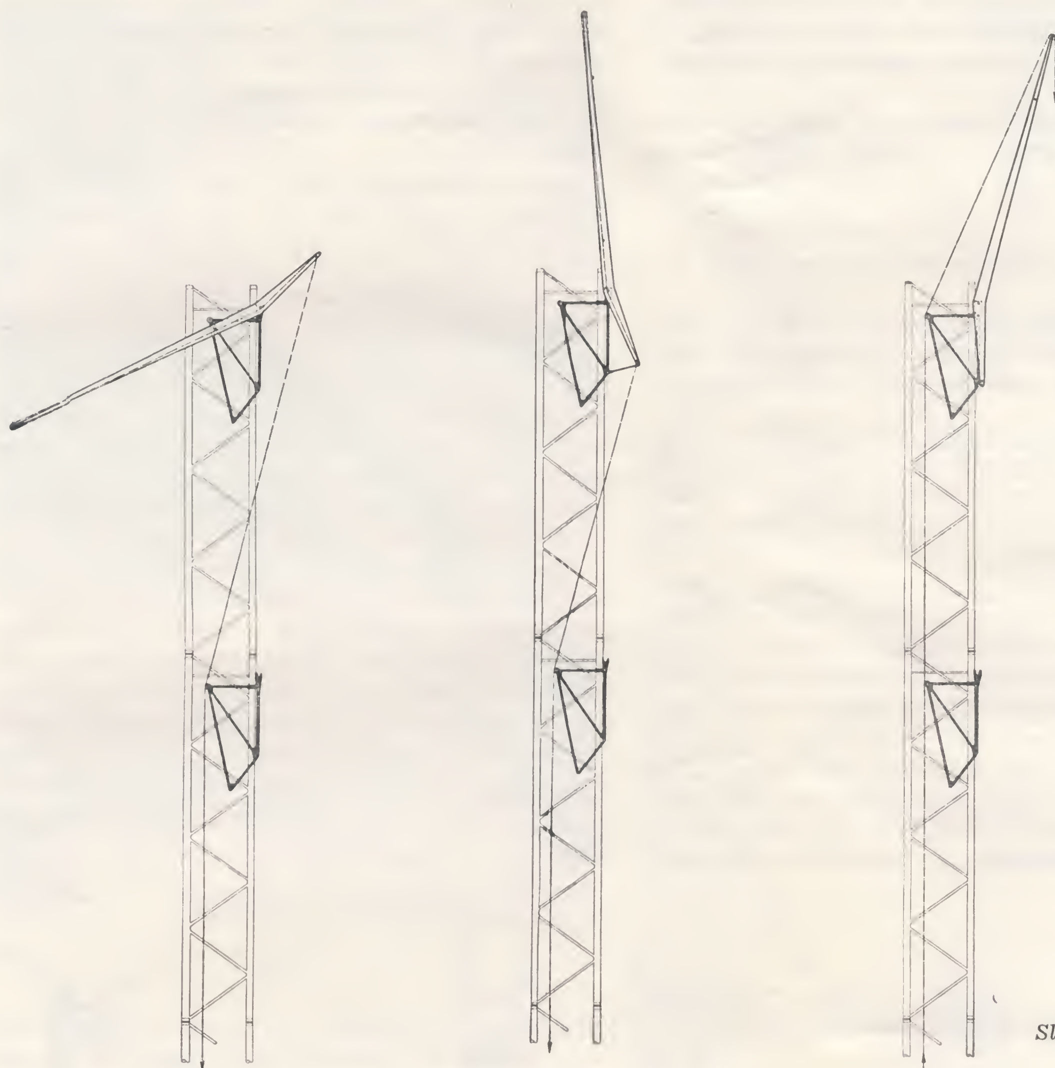
Osim spomenutog para trnova predviđen je drugi par na krakovima, situiran nešto ispod težišta okretne vilice, te treći par pri krajevima protukrakova. O te se trnove naizmjenično tokom te faze oslanjaju užeta u svom silaznom odsjeku.

Nakon sidrenja završnih glava užeta o trnove na krakovima vilice, prebacujemo užeta preko trnova na protukrakovima. Razrješenjem veza na protukrakovima vilice, iskapčanjem pogonskog vretenastog mehanizma, moguća je rotacija vilice oko svoje osovine. Ta se rotacija postiže disbalansom vilice polaganim otpuštanjem užeta na vitlima (sl. 10.4 i 10.5).

Kada kod te rotacije krakovi vilice pređu preko kotureva osedlanja (n-1)-og elementa, ona se zaustavlja, okretna vilica se provizorno fiksira, a na užetima se promijeni vođenje prebacivanjem preko trnova na krakovima i preko kotureva na osedlanju (n-1)-og elementa. Oslobađanjem okretne vilice nastavlja se i završava rotacija daljnjim otpuštanjem vitala (sl. 10.6). Okretna vilica leži sad u izvrnutom položaju na ležajima osedlanja (n-1)-og elementa.



Sl. 10.7 — 10.9



Sl. 10.10 — 10.12

Daljnja izmjena vođenja užeta izvodi se prebacivanjem s koturova osedlanja (n-1)-og elementa na koture osedlanja n-tog elementa (sl. 10.7). Istodobno se omogućuje dizanje osovine vilice u ležajima otvaranjem ležajnih kapa Natezanjem užeta na vitlima započinje vertikalna translacija vilice u izvrnutom položaju i završava oslonom njezine osovine na ležajeve osedlanja n-tog elementa (sl. 10.8).

Zatvaranjem ležajnih kapa omogućen je u ležajima prenos negativnih akcija. Daljnim natezanjem vitla počinje faza povratne rotacije vilice na ležajima osedlanja n-tog elementa (sl. 10.8—10.12). Prvi dio te povratne rotacije zaustavlja se, kad krakovi vilice dosegnu krajnji položaj koji omogućuje način vođenja užeta tj. kad trnovi na krakovima stignu neposredno ispod kotureva osedlanja sl. 10.9). Sad se ponovno provizornim pridržavanjem vilice izvodi izmjena vođenja prebacivanjem užeta preko trnova na protukrakovima (sl. 10.10). Daljnjim natezanjem na podnožnim vitlima, nastavlja se rotacija vilice do ukopčanja vretenastog pogonskog mehanizma na donjoj prečki protukrakova. Time je pogon s vitala završen i završni dio povratne rotacije izvodi se pogonom na vretenastom mehanizmu (sl. 10.11). Povratna rotacija završava dovođenjem do kontakta horizontalnog oslona vilice na protukrakovima odnosno dovođenjem vilice u normalni položaj (sl. 10.12). Time je montažna faza visinskog prebacivanja okretne vilice dovršena, razrješuje se glave užeta u svom usidrenju i otpuštanjem užeta na vitlima počinje povratni put njihovih glava, koji se iskorišćuje za spuštanje na tlo demontirane konstrukcije osedlanja (n-1)-og elementa.

Montaža na opisani način započela je nakon što su prva dva elementa jarbola sastavljena u horizontalnom položaju. Taj komad, dužine cca 17 m, uspravljen je pomoću montažnog jarbola i usidren u vertikalnom položaju.

S napretkom montažne izgradnje jarbola na opisani način, izvodila su se uzastopna montažna bočna sidrenja u izvjesnim visinskim razmacima.

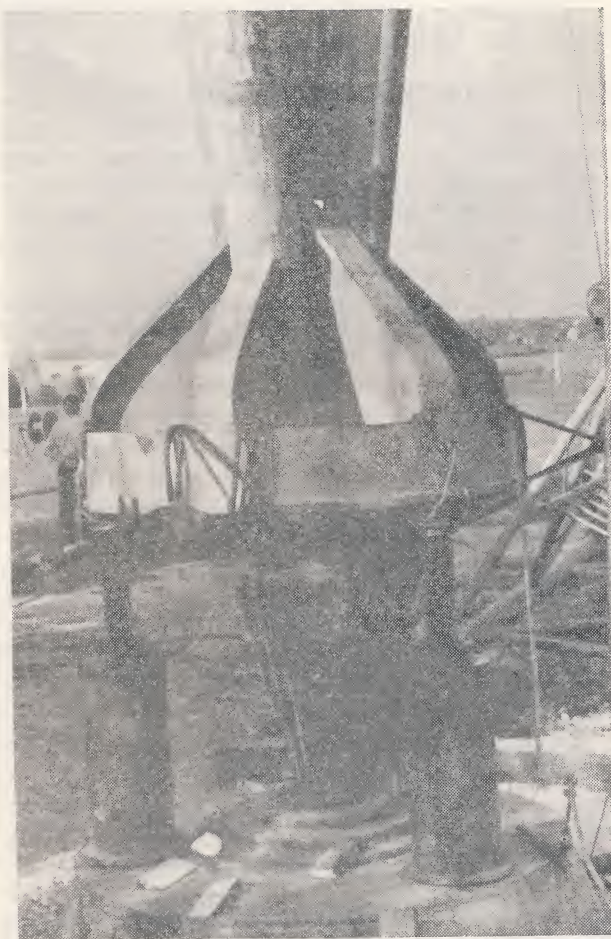
Prihvatanju trupa jarbola kod montažnog bočnog sidrenja izvodila su se posebnim montažnim poprečnim okvirima (sl. 9) za preuzimanje radijalnih vlačnih sila. Napredovanjem izgradnje jarbola pomicala su se visinski prihvatišta montažnog sidrenja a u slijedu tih radova montirana su i definitivna bočna usidrenja.

Užeta za definitivno sidrenje sastavljena su s izolatorskim lancima na tlu i u cjelini montirana pomoću montažnog uređaja za dizanje elemenata jarbola. Nakon njihovog priključka na hvatišta jarbola, navučene su donje završne glave užeta do sidrišta i priključene na pokretne mostove stezaljki (sl. 11).

Podnožni izolator jarbola bio je — zbog opasnosti od eventualnog oštećenja tokom montaže jarbola — ugrađen nakon završetka montaže definitivnog bočnog usidrenja a dotle nadomješten provizornom čeličnom konstrukcijom (sl. 12). Ugradnja izolatora sa svojom armaturom bila je omogućena malim odizanjem jarbola dizalicama na vretenasti pogon uz odgovarajuće otpuštanje bočnog usidrenja na stezaljkama te uklanjanjem provizorne čelične podnožne konstrukcije.



Sl. 11



Sl. 12

Za tu su operaciju bile upotrijebljene tri centralno-simetrično situirane dizalice na ručni vretenasti pogon s upiranjem glava o spomenutu konzolnu prstenastu konstrukciju podnožnog elementa jarbola. Ugradnjom podnožnog izolatora izvršeno je prednapinjanje bočnog sidrenja na stezaljkama.

Predviđeni iznos prednapinjanja realiziran je geometrijski, izvođenjem unaprijed proračunatih pomaka pokretnih mostova na stezaljkama. Definitivna geodetska provjera progiba užeta bočnog usidrenja obavljena je kasnije.

Montaža jarbola izvršena je, ne odstupajući od projekta montaže, bez zastoja i nezgoda, u vremenu od cca 20 radnih dana.

Osnove za proračun sistema

Stalna vertikalna akcija opterećenja određena je težinom konstrukcije trupa jarbola s opremom i dijelom težine užeta za bočno usidrenje sa izolatorskim lancima. Tome pridolazi još vertikalna akcija prednapona užeta, koja varira — u relativno uskim granicama — u zavisnosti od varijacija temperaturnog stanja.

Varijabilna lateralna akcija vjetra je glavno opterećenje za konstrukcije ovog tipa, i ona je općenito funkcija visine konstrukcije. Zbog jednostavne statičke sheme bočnog opterećenja, pretpostavljen je stepenast porast uspornog tlaka u uzlaznom smjeru sa skokovima na mjestima bočnog oslona jarbola. Tako su u zavisnosti od dvostrukog bočnog sidrenja odabrana tri stepena uspornog tlaka u granicama $q = 0{,}110$ do $0{,}130\ t/m^2$ sa skokovima $\Delta q = 0{,}010\ t/m^2$.

Navedeni podaci odabrani su u nedostatku anemometrijskih podataka u skladu s propisima DIN 1055.

Brzine vjetra, pripadne odabranim stepenima uspornog tlaka, kreću se u granicama 42,0 do 45,6 $m \cdot sec^{-1}$ odnosno 151 do 164 $km \cdot h^{-1}$. Odnos uspornog tlaka i brzine vjetra dat je prema DIN 1055 sa $q = {}^{1}/_{16} \cdot 10^{-3} \cdot v^2$ $(t \cdot m^{-2})$ uvrštenjem brzine vjetra v u $(m \cdot sec^{-1})$. Računajući specifišno lateralno opterećenje po obrascu $w = c \cdot q \cdot f$ (gdje je: c aerodinamički koeficijent, q usporni tlak i f specifična površina) možemo lateralno specifično opterećenje, koje se sastoji od akcija vjetra na uzdužno jednoliko raspodijeljene površine konstrukcije jarbola i njegove opreme, odrediti superpozicijom $w = w_1 + w_2$.

Specifično opterećenje pripadno tlaku vjetra na konstrukciju jarbola računato je po obrascu $w_1 = c_1 \cdot f_1 \cdot q$, gdje je $c_1 = 2{,}1$ aerodinamički koeficijent za tropojasnu cijevnu rešetkastu konstrukciju, a f_1 specifična površina siluete jedne rešetke.

Specifično opterećenje pripadno tlaku vjetra na površine opreme jarbola računato je po obrascu $w_2 = c_2 \cdot f_2 \cdot q$, sa $c_2 = 1{,}2$.

Uvođenjem reducirane specifične površine $f_r = f_1 + (c_2/c_1) \cdot f_2$ možemo rezultirajuće lateralno opterećenje izraziti: $w = c \cdot q \cdot f_r$, $(c = c_1)$.

Zaokružene vrijednosti tog rezultujućeg lateralnog opterećenja vjetrom iznose za spomenuta tri stepena po visini: 0,140, 0,150 i 0,160 t/m.

Opravdanost promjene superpozicije kod određivanja rezultujućeg specifičnog opterećenja mogla bi se provjeriti samo odgovarajućim ispitivanjima u aerodinamičkom tunelu.

Kod određivanja lateralnog opterećenja vjetrom, uzeto je u obzir i djelovanje vjetra na užeta u formi koncentriranih akcija na hvatištima bočnog sidrenja.

Temperaturne varijacije, sa svojim relativno malenim uplivom na stanje sila uzeta su u obzir sa $t = t_0 \pm 35^0C$ uz srednju montažnu temperaturu $t_0 = +10^0C$.

U pogledu zaleđenja konstrukcije kao i užeta za bočno usidrenje, ne daju suvremeni propisi određene podatke. Stepen zaleđenja, odnosno debljine ledenih omotača, moglo se je u konkretnom slučaju ocjeniti na osnovu podataka zapažanja na staroj konstrukciji u periodu od proteklih petnaestak godina. Iako nisu postojali sistematski registrirani podaci u tom pogledu, nisu zapažene neke značajnije pojave te vrsti.

Kako su kod određivanja statističkog opterećenja uobičajene stanovite sheme opterećenja, koje npr. u slučaju zaleđenja konstrukcije jarbola i užeta usidrenja dopuštaju redukciju lateralnog opterećenja vjetrom na jednu četvrtinu (brzina vjetra iznosi jednu polovinu maksimalne vrijednosti) odnosno u slučaju zaleđenja samog jarbola, dopuštaju redukciju opterećenja vjetrom na jednu polovinu (brzina iznosi tri četvrtine maksimalne vrijednosti) to u tom smislu postoji izvjesna rezerva sigurnosti konstrukcije za slučaj nastupa nepredviđenog većeg zaleđenja.

U pogledu karaktera napadnih sila znamo, da izuzev akcije vlastite težine i akcije prednapinjanja, da ostali adendi opterećenja mogu izazvati dinamička naprezanja konstrukcije. Statička dokumentacija stanja napona kao i stanja deformacija polazi od pretpostavke mirnog opterećenja odnosno vremenski sporih varijacija opterećenja. Nagle varijacije opterećenja, čak s izvjesnom periodičnosti, dovode do mogućnosti dinamičkih naprezanja konstrukcije. Kao primjer navodimo nagla odterećenja kod otpadanja leda s užeta bočnog usidrenja, naročito u slučaju izvjesne periodičnosti otpadanja na naizmjeničnim stranama konstrukcije. Svođenje takvog dinamičkog opterećenja na statičko, uvođenjem tzv. dinamičkog faktora, bilo bi načelno moguće, no baziralo bi na suviše neodređenim osnovama.

Kod stanovite frekvencije udara vjetra, mogli bi, u zavisnosti od vlastite frekvencije konstrukcije, doći do pojava razonancije, no ta je mogućnost manja baš kod usidrenih konstrukcija — međusobnim prigušenjem vibracija zbog nejednakih vlastitih frekvencija trupa jarbola i užeta za bočno usidrenje.

Svaki pokušaj reprodukcije tog zamašenog dinamičkog problema naprezanja odnosno njegovog svođenja na sigurnosno-ekvivalentni statički, zapinje na nedovoljnim podacima zapažanja i eksperimentalnih istraživanja u tom pogledu. O tom svjedoče znatna nepodudaranja između pojedinih propisa za takve konstrukcije.

Zbog toga je proveden, u skladu s teorijom takovih konstrukcija, statički dokaz napona i stabilnosti.

Upliv zaleđenja — u skladu s dobivenim informacijama — nije uzet u obzir, već samo upliv stalnog opterećenja uključivši prednapinjanja konstrukcije te upliv lateralnog opterećenja vjetrom u kombinaciji s ekstremnim temperaturnim oscilacijama.

Kod tog statičkog tretmana su grupe opterećenja, predstavljane izvjesnim shemama bočnog opterećenja vjetrom i pripadnim aksijalnim kompresijama jarbola.

Osim sheme totalnog stepenastog opterećenja vjetom po čitavoj dužini jarbola, promatrane su i tri sheme opterećenja dobivene superpozicijom to-

talnog stepenastog opterećenja i parcijalnog opterećenja s polovičnim intenzitetima:

Shema:	Polje 1	Polje 2	Konsolno polje
I	w_1	w_2	w_3
II	w_1	$\frac{1}{2} w_2$	w_3
III	$\frac{1}{2} w_1$	w_2	$\frac{1}{2} w_3$
IV	w_1	w_2	$\frac{1}{2} w_3$

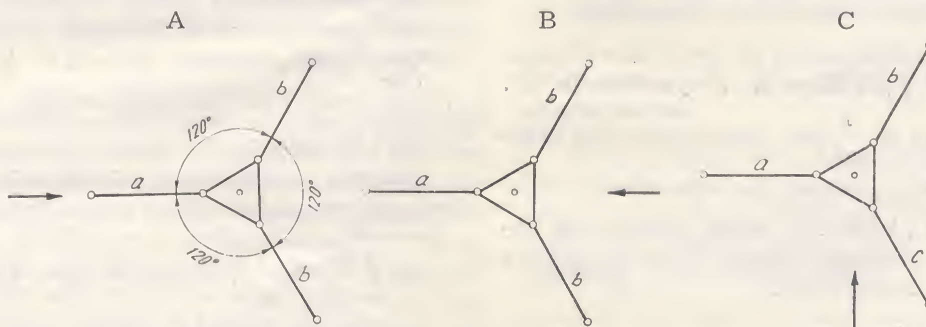
Po shemi I dobivena je maksimalna aksijalna kompresija jarbola, po shemama II i III maksimalni momenti u poljima s pripadnim aksijalnim kompresijama, a po shemi IV maksimalni ležajni moment s pripadnom kompresijom.

linearnoj teoriji, tzv. teoriji II reda, je tegoban, te primjena izvjesnog iterativnog postupka brže dovodi do zadovoljavajućih rezultata.

Linearizacija spomenutog nelinearnog problema teorije II reda odnosno svođenje na klasični problem teorije I reda sastoji se u zanemarenju upliva fleksione deformacije osi jarbola te uvođenju zamjenjujućeg, linearnog zakona elastičnosti za bočne oslonce. Takvo pojednostavnjenje može pod stanovitim okolnostima zadovoljavati — barem kao prva aproksimacija.

Linearizacija nelinearnog zakona elastičnosti bočnih oslonaca jarbola sastoji se u zamjeni krivolinijskog odnosa sila-pomak u stanovitom užem području tangentnim ili sekantnim pravolinijskim odnosom.

No, postoji još i zavisnost zakona elastičnosti bočnih oslonaca od smjera lateralnog opterećenja.



Sl. 13.1 — 13.3

Postupak statičke dokumentacije napona i stabilnosti konstrukcije

U skladu s »statičkim shvaćanjem« problema, proračun se ograničava na djelovanja statičkih grupa napadnih sila s dokazima sigurnosti za sve bitne konstruktivne elemente, te konstrukcije kao cjeline. No, osim svođenja dinamičkog problema na statički, potrebno je uvođenje i daljnjih simplifikacija.

Relativno je jednostavno ocjeniti upliv stalnog vertikalnog opterećenja trupa jarbola od vlastite težine konstrukcije i opreme kao i upliv simetričkog prednapinjanja užeta usidrenja. Ti se uplivi, očituju u centričnoj aksijalnoj kompresiji jarbola, koja je linearna funkcija položaja presjeka, uzduž osi jarbola sa skokovima u hvatištima bočnog usidrenja.

Kompliciranija je već ocjena varijabilnog dijela aksijalne kompresije uslijed bočnog djelovanja vjetra, koja bazira na linearizaciji problema odnosno uvođenju zamjenjujućeg, linearnog zakona elastičnosti.

Ovdje se radi o nelinearnom problemu elastičnosti tj. između lateralnih napadnih sila s jedne strane i unutranjih sila odnosno pomaka s druge strane, ne postoji linearni odnos. Razlog tome leži u varijabilnosti specifičnog otpora elastičnih bočnih oslonaca kao i u uplivu aksijalne kompresije na fleksione deformacije osi jarbola. Tretman po ne-

Ograničavajući se na smjerove date ravninama simetrije tropojasnog trupa jarbola, moramo razlikovati smjerove A i B (sl. 13.1 i 13.2).

Slučaju opterećenja u smjeru (A) pripadaju veći naponi u užetima (a) bočnog usidrenja nego užetima (b) slučaja opterećenja u smjeru (B). Slučaju opterećenja u smjeru (B) pripadaju, međutim, veći bočni pomaci hvatišta.

Nesimetrični slučaj opterećenja u smeru (C) (sl. 13.3) koji daje maksimalne vrijednosti napona u užetima (c) je u tretmanu znatno kompliciraniji a zbog beznačajnosti razlika napona prema slučaju A nećemo ga dalje promatrati.

Tako su za određivanje ekstremnih vrijednosti stanja sila odnosno stanja pomaka promatrani samo slučajevi (A) i (B) pripadni djelovanju vjetra u ravninama simetrije sistema.

Da bi prikazali formuliranje zakona elastičnosti bočnih oslonaca, promatrat ćemo odnos između bočnog pomaka hvatišta u užeta (odnosno varijacije dužine projekcije tetive užeta) s jedne strane, te napona u tetivi užeta σ kraj istodobne varijacije temperature $(t - t_0)$ s druge strane, polazeći od prednapona σ_0 u tetivi užeta kod montažne temperature t_0.

Ta relacija je sa:

$$u = m \frac{1}{\sigma^2} + n\,\sigma - (u_0 + u_t)$$

s značenjem oznaka:

$$u_0 = m \frac{1}{\sigma_0^2} + n\,\sigma_0$$

$$u_t = -\alpha\, s\,(t - t_0)\cos\varphi$$

pri čemu m i n predstavljaju izvjesne geometrijske odnosno elastične karakteristike užeta:

$$m = \frac{1}{24} s^3 \cdot \cos\varphi \cdot \gamma_0^2\ [t^2 \cdot cm^{-3}]$$

$$n = \frac{s}{E\cos\varphi} \qquad [cm^3 \cdot t^{-1}]$$

s značenjem oznaka:

s = dužina tetive užeta

φ = nagib tetive prema horizontali

E = modul elastičnosti užeta

γ_0 = »reducirana« specifična težina užeta.

Prikazana relacija bazira na pretpostavci paraboličke lančanice, pri čemu n σ predstavlja tzv. ekstenzionalnu, a m $\frac{1}{\alpha^2}$ tzv. inekstenzionalnu komponentu varijecije u projekcije tetive užeta.

U primjeni na konkretni slučaj trosmjernog bočnog usidrenja, spomenuti zakon elastičnosti bočnog oslonca možemo formulirati:

$$m\left(\frac{1}{\sigma_a^2} + \frac{2}{\sigma_3^2}\right) + n\,(\sigma_a + 2\sigma_3) = 3(u_0 + u_t)$$

$$\sigma_a - \sigma_b = \Delta\sigma = \pm \frac{w}{f \cdot \cos\varphi}$$

Gornja jednadžba povezuje horizontalne elastične pomake (varijacije projekcija tetiva) hvatišta užeta tzv. grometrijskim uvjetom kompatibilnosti a donja jednadžba povezuje horizontalne projekcije $\sigma \cdot f \cdot \cos\varphi$ tzv. tetivnih sila $\sigma \cdot f$ u užetima i bočne akcije w u osloncima, statičkim uvjetima ravnoteže.

Gornja jednadžba važi za slučaj (A) i (B), dok u donjoj jednadžbi predznak + odgovara slučaju (A) a predznak — slučaju (B).

U donjoj jednadžbi W predstavlja horizontalnu bočnu akciju trupa jarbola u bočnom osloncu, a f poprečni presjek užeta.

Kao što se vidi iz relacije:

$$u = m\frac{1}{\sigma^2} + n\,\sigma - (u_0 + u_t)$$

razlog odstupanju od linearnog zakona elastičnosti sadržan je u tzv. inekstenzionalnoj komponenti pomaka m $\frac{1}{\sigma^2}$, a njezin relativni doprinos bočnom pomaku odnosno odstupanju od linearnog zakona elastičnosti može se umanjiti većim prednapinjanjem sistema.

Veličina prednapinjanja ulazi u gornju relaciju preko člana $u_0 = m\frac{1}{\sigma_0^2} + n\,\sigma_0$, a izbor prednapona σ_0 je pitanje ekonomičnosti. Prema iskustvu preporuča se prednapon odmjeriti sa 0,35 do 0,50 maksimalnog napona u užetu, koji je opet ograničen sa v = 3,0 do 3,5-strukom sigurnošću s obzirom na statičku čvrstoću. U konkretnom slučaju radi se o užetu sa srednjom vrijednošću statičke čvrstoće $\sigma_B = 12{,}8\ t \cdot cm^{-2}$, pa je kraj maksimalnih računskih napona $\sigma_1 = 4{,}16\ t \cdot cm^{-2}$ u užetima donjeg usidrenja odnosno $\sigma_2 = 3{,}88\ t \cdot cm^{-2}$ u užetima gornjeg usidrenja polučena računska sigurnost protiv loma $V_{B1} = 3{,}1$, odnosno $V_{B2} = 3{,}3$.

Veličina prednapona odabrana je kod obiju užeta $\sigma_0 = 1{,}6\ t \cdot cm^{-2}$, dakle u prosjeku s 0,40 maksimalnog napona.

To prednaponsko stanje odabrano s $\sigma_0 = 1{,}60\ t \cdot cm^{-2}$ kod $t_0 = +10^0C$ varira u zavisnosti od temperaturnih oscilacija $(t - t_0) = \pm 35^0C$ $\Delta\sigma_0 = \begin{smallmatrix}-0{,}34\\+0{,}41\end{smallmatrix}\ t \cdot cm^{-2}$ za donje uže, odnosno $\Delta\sigma_0 = \begin{smallmatrix}-0{,}19\\+0{,}22\end{smallmatrix}$ $t \cdot cm^{-2}$ za gornje uže.

Izborom prednapona σ_0 određena je za odabrano temperaturno stanje desna strana jednadžbe:

$$m\left(\frac{1}{\sigma_a^2} + \frac{2}{\sigma_b^2}\right) + n\,(\sigma_a + \sigma_b) = 3\,(u_0 + u_t).$$

Vrlo je jednostavno odrediti pokusnim uvrštavanjem par $(\sigma_a \cdot \sigma_b)$ vezan relacijom ravnoteže:

$$\Delta\sigma = \sigma_a - \sigma_b = \pm \frac{w}{f \cdot \cos\varphi}$$

koji zadovoljava gornji uvjet kompatibilnosti pomaka.

Određenjem napona σ_a i σ_b može se horizontalni pomak u elastičnog bočnog oslonca, korespondentan akciji W, odrediti iz relacija:

$$u = \pm\left((m\frac{1}{\sigma_a^2} + n\sigma_a) - (u_0 + u_t)\right)$$

ili

$$u = \pm 2\left((m\frac{1}{\sigma_b^2} + n\sigma_b) - (u_0 + u_t)\right)$$

pri čemu gornji predznaci odgovaraju smjeru opterećenja A, a donji smjeru B.

Mogućnost određivanja pomaka po obim gornjim formulama sadrži mogućnost kontrole.

Time smo u stanju formirati tzv. »sekantni« linearni zakon elastičnosti bočnog oslonca određenjem specifičnog otpora: $k = \frac{w}{u} [t \cdot cm^{-1}]$, i to za smjerove opterećenja (A) i (B) za pripadne ekstremne temperaturne oscilacije.

Jasno je da, najveća vrijednost specifičnog otpora pripada opterećenju u smjeru (A) uz minimalnu temperaturu, a najmanja opterećenju

u smjeru (B) uz maksimalnu temperaturu.

Proračun sistema bazira na prethodnoj pretpostavci specifičnih otpora bočnih oslonaca. Nakon određenja bočnih ležajnih akcija i korespondentnih bočnih pomaka za datu shemu bočnog opterećenja, razlikujući smjerove (A) i (B), možemo na pokazani način provjeriti ispravnost pretpostavki, određenjem vrijednosti specifičnih otpora oslonaca.

Uvođenjem linearnog zakona elastičnosti za bočne oslonce, te uz zanemarenje upliva fleksionih deformacija osi jarbola, problem je sveden na klasični. Bitno je kod toga istaknuti, da formirani linearni zakon elastičnih bočnih oslonaca dopušta primjenu zakona superpozicije kod određivanja doprinosa članova promatrane grupe napadnih sila.

Dakle, za svaku grupu napadnih sila, uzimajući pri tom u obzir smjerove (A) i (B) kao i temperaturne oscilacije, potrebno je formirati posebni odgovarajući linearni zakon elastičnosti za bočne oslonce.

Razlike prema tačnijem tretmanu po teoriji II reda, uzimanjem u obzir upliv aksialne kompresije na fleksione deformacije osi jarbola, nisu redovno značajne, bar ne u pogledu ležajnih momenata savijanja. Značajnije su razlike u pogledu momenata savijanja u poljima, no i ovdje dimenzioniranje po teoriji I reda ostavlja izvjesne rezerve u pogledu nosivosti, tim više što su kod tog tretmana promatrane sheme s parcijalnim bočnim opterećenjem po poljima.

Provjera stabilnosti jarbola kao cjeline svedena je na provjeru nosivosti pod akcijom stalnog opterećenja i $\nu = \frac{\sigma_F}{\sigma_{dop}} = 1{,}5$-struke akcije bočnog opterećenja uz pretpostavku idealno-plastičnog materijala. Maksimalni naponi kod provedbe proračuna po teoriji II reda ne smiju kod toga preći granicu popuštanja.

Linearizacijom zakona elastičnosti za bočne oslonce za $\nu = 1{,}5$-struko bočno opterećenje, odnosno procjenom pripadnog odnosa između bočnih akcija i korespondentnih bočnih pomaka oslonaca, proveden je najprije proračun po teoriji I reda, uzimajući, naravno, kod toga u obzir ekscentričnost hvatišta bočnih oslonaca. Kod provedbe proračuna tog jednostruko hiperstatičkog sistema uzet je ležajni moment kao hiperstatička veličina.

Time je, u smislu teorije I reda, zadatak završen.

Određenjem elastične linije osi jarbola, može se u smislu teorije II reda, odrediti prvi korekcioni dodatak apsolutnom članu jednadžbe elastičnosti, koji potiče od upliva aksijalne kompresije na savijanje osi jarbola.

Korespondentni prvi dodatak hiperstatičkom ležajnom momentu dobiva se iz rješenja jednadžbe elastičnosti.

Suma rezultata po teoriji I reda i tog korekcionog dodatka predstavlja prvi stepen iterativnog postupka u smislu teorije II reda. S korigiranim vrijednostima elastične linije i aksijalne kompresije, može se analogno provesti drugi stepen iterativnog rješavanja, itd.

No, već rezultati prvog stepena u konkretnom su slučaju pokazali da je sigurnost, u gornjem smislu, dostatna.

Podaci o računskim deformacijama i prednapinjanju sistema

Bočni pomaci (m) i korespondentne vrijednosti specifičnog otpora K ($t \cdot m^{-1}$) elastičnih bočnih oslonaca (vrijednosti u zagradi) za slučaj bočnog opterećenja vjetrom prema shemi I (totalnog stepenastog opterećenja) iznose:

Smjer opterećenja i temperaturno stanje		Bočni pomaci (m) [Specifični bočni otpor ($t \cdot m^{-1}$)]	
		Donji bočni oslon	Gornji bočni oslon
A	$t - t_0 = +35^0C$	0,16 (70)	0,32 (35)
	$t - t_0 = \div 35^0C$	0,13 (85)	0,28 (40)
B	$t - t_0 = +35^0C$	0,28 (40)	0,55 (20)
	$t - t_0 = -35^0C$	0,19 (60)	0,44 (25)

Uz: $t_0 = + 10^0$ C

Računske vrijednosti vertikalnih progiba užeta (m) na mjestima izolatorskih lanaca (označenih rednim brojevima u uzalnom smislu) u zavisnosti od temperaturnih varijacija:

Izolatorski lanac	Donje uže			Gornje uže usidrenja				
	1	2	3	1	2	3		
$t - t_0 = -10^0$ C	0,29	0,85	0,14	0,36	2,00	1,08	0,18	m
$t - t_0 = \mp\ 0^0$ C	0,31	0,91	0,15	0,37	2,07	1,12	0,19	m
$t - t_0 = + 10^0$ C	0,33	0,96	0,16	0,39	2,14	1,15	0,19	m
$t - t_0 = + 20^0$ C	0,35	1,03	0,17	0,40	2,23	1,20	0,20	m

Uz: $t_0 = + 10^0$ C

Ekstremne vrijednosti statičkih računskih progiba kod totalnog stepenastog opterećenja vjetrom u zavisnosti od ekstremnih temperaturnih varijacija:

Temperaturno stanje	Donje uže usidrenja			Gornje uže usidrenja				
	1	2	3	1	2	3	4	
$t - t_0 = -35^0$ C	0,12	0,35	0,06	0,16	0,86	0,47	0,08	m
$t - t_0 = +35^0$ C	1,11	3,28	0,54	1,25	6,92	3,73	0,63	m

Uz: $t_0 = +10^0$ C

Odnos između varijacije progiba užeta (vertikalne strelice na mjestu izolatorskog lanca br. 2) i korespondentne varijacije dužine tetive užeta tj. pomaka pokretnog mosta na stezaljki usidrenja:

$$\Delta s_m = \alpha (f_m - f_{m-1}) \cdot (f_m - f_{m-1}) + \beta \frac{f_m - f_{m-1}}{f_m \cdot f_{m-1}}$$

1. Donje uže bočnog usidrenja:

$\alpha = 1,76$ [cm$^1 \cdot$ m^{-2}]
$\beta = 4,71$ [cm$^1 \cdot$ m^{-1}]

(m)	(cm)	(cm)	(cm)
$\Delta f_m = (f_m - f_{m-1})$	$\alpha (f_m + f_{m-1}) \cdot (f_m - f_{m-1})$	$\beta \frac{f_m - f_{m-1}}{f_m \cdot f_{m-1}}$	Δs_m
= (1,10 — 1,00)	0,37	0,43	0,80
= (1,00 — 0,90)	0,33	0,52	0,85
= (0,90 — 0,80)	0,30	0,66	0,96
Δf_m = (1,10 — 0,80) m	1,00	1,61	2,61 cm

2. Gornje uže bočnog usidrenja:

$\alpha = 0,555$ [cm$^1 \cdot$ m^{-2}]
$\beta = 23,8$ [cm$^1 \cdot$ m^1]

(m)	(cm)	(cm)	(cm)
$\Delta f_m = f_m - f_{m-1}$	$\alpha (f_m + f_{m-1}) \cdot (f_m - f_{m-1})$	$\beta \frac{f_m - f_{m-1}}{f_m \cdot f_{m-1}}$	Δs_m
= (2,50 — 2,25)	0,66	1,06	1,72
= (2,25 — 2,00)	0,59	1,32	1,91
Δf_m = (2,50 — 2,00) m	1,25	1,38	2,63 cm

Prvi član na desnoj strani jednadžbe predstavlja inekstenzionalnu komponentu, koja ne zavisi od modula elastičnosti, a drugi član ekstenzionalnu komponentu varijacije dužine tetive, koja je obrnuto proporcionalna modulu elastičnosti užeta.

Temeljni blok jarbola i blokovi bočnog usidrenja

Centralni temeljni blok, u obliku rotacionog tijela, projektiran je i izveden novi, u zavisnosti od povećane akcije novog jarbola prema starom, te održavanjem maksimalnih specifičnih tlakova na podnici u granicama cca 1,5 do 2,0kg cm^{-2}, u skladu s uvjetima kod starog temeljnog bloka. Kubatura betona centralnog temeljnog bloka iznosi cca 9m^3.

Novi vanjski blokovi, za usidrenje gornjih užeta bočnog pridržanja, projektirani su i izvedeni u obliku starih, budući da su vanjski blokovi stare konstrukcije upotrebljeni za unutarnje kod nove konstrukcije. Oblik i dimenzije novih blokova za bočno usidrenje, s kubaturom betona od cca 22 m^3 po bloku, pružaju računsku sigurnost v =-1,5 protiv odizanja odnosno nastupa horizontalnih pomaka svladavanjem pasivnog otpora tla.

Projekt konstrukcije izradio je »Metaloprojekt« — biro za projektiranje metalnih konstrukcija u Zagrebu, u saradnji s Zavodom za metalne konstrukcije Građevinskog fakulteta u Zagrebu. Projekt montaže izradio je »Dalekovod«, Zagreb, u saradnji s Zavodom za metalne konstrukcije Građevinskog fakulteta u Zagrebu. Radioničku izradu kao i montažu konstrukcije izvelo je poduzeće »Dalekovod«, u Zagrebu. Električni dio projekta izradio je investitor, Radiotelevizija Zagreb, kaji je izvršio i nabavu i montažu električne opreme.

UČINAK POTRESA NA OBJEKTIMA VISOKOGRADNJE U SKOPLJU *

Ing. Viktor Steinman, Zagreb

1. Uvod

Katastrofa grada Skoplja koju je izazvao potres 26. VII prošle godine grubo nam je dovela u svijest činjenicu da se veći dio Jugoslavije nalazi u zoni jačih i jakih potresa, iako i prije toga potresi s većim ili manjim štetama nisu bili sasvim rijetki (Ilirska Bistrica, Makarska, između Visa i Andrije). Nakon potresa u Skoplju bili smo u travnju ove godine svjedoci potresa u rajonu oko Slavonskog Broda, koji je izazvao znatne štete na zgradama. I nakon toga javljali su se potresi u Hrvatskoj.

Svuda u svijetu ljudi su se tek nakon većih potresnih katastrofa prenuli i počeli studirati i primjenjivati u građenju postupke koje treba da u slijedećem potresu umanje njegov učinak na objektima i time smanje materijalnu štetu, a ljudske žrtve svedu na najmanju moguću mjeru.

Japanci su nakon potresa 1891. god. počeli studirati probleme potresa. Ipak, tek nakon katastrofalnog potresa godine 1923. u Tokiju su metode studija poprimile intenzivni karakter. Ovome je svakako pridonio razvoj znanosti i tehnike u periodu do potresa 1923. g. i nakon toga do danas.

Francuzi su nakon potresa u Orleansville-u (Alžir) 1954. god. donijeli propise za antiseizmičko građenje koji važe u Alžiru. Potaknuti vjerojatno potresom 1960. god. u Agadiru, Francuzi su opširno razradili nove antiseizmičke propise, čiji je definitivni projekt bio gotov 1963. i koji će važiti na području Francuske. U Sjedinjenim američkim državama donijele su vlasti nakon potresa god. 1906. u San Franciscu prve propise za proračunavanje objekta prema djelovanju potresa.

Učinak potresa u Skoplju pruža dragocjene podatke stručnjacima o tome kako potres djeluje i o tome kako bi, odnosno kako ne bi trebalo graditi da bi zgrade mogle u određenom opsegu odoljeti potresu. Opsežna dokumentacija o efektu potresa[1], koju Savez jugoslavenskih laboratorija za ispitivanje i istraživanje materijala i konstrukcija priprema preko svojih Instituta i Zavoda, bit će sa svim analizama dovršena do jeseni ove godine i ne samo da će predstavljati historijsku građu, nego će poslužiti kod pripreme definitivnih antiseizmičkih propisa u Jugoslaviji.

Materijali o potresu u Skoplju koji će biti izneseni u ovom članku crpeni su dijelom iz dokumentacije o potresu koji je pripremio Institut građevinarstva Hrvatske sa područja Skopske općine Kisela Voda, a dijelom iz promatranja efekta potresa u drugim općinama Skoplja. Neki su podaci uzeti prema »Preliminarnom izvještaju o uzrocima oštećenja na objektima uslijed potresa u Skoplju« koji je načinjen na temelju prvih rezultata rada Saveza jugoslavenskih laboratorija.

2. Povijesne reminiscencije o potresima

Preko 90% svih potresa u svijetu zbiva se uzduž dviju relativno uskih seizmičkih pojaseva. Jedan je pacifički pojas, koji teče od Antartika zapadnim obalama obih Amerika i preko Alaske prelazi na azijske otoke i konačno dostiže Novi Zeland. U srednjoj Americi ima ovaj pojas krak prema Antilima. Drugi je pojas eurazijski. Taj pojas počinje na Azorima i prelazi u Sjevernu Afriku. Jedan krak ide u Španiju. Preko Sicilije pojas teče dalje Italijom, prolazi Alpama, Krasom, Dinarom i dalje preko Balkana u Malu Aziju. Preko Turske pojas ide dalje na Kavkaz, Iran i Himalaju. Konačno prelazi u Stražnju Indiju i završava u Sundskom arhipelagu.

Najstariji historijski poznati potresni kataklizam uništio je u Mezopotamiji civilizaciju iz Ura u četvrtom tisućljeću prije naše ere. Tom prilikom ogromni valovi došli su sa mora iz udaljenosti cca 60 km i ostavili su nekoliko metara nanosa. U šestom stoljeću prije naše ere u Babiloniji legendarni vladar i graditelj Nebukadnezar provodi u građenju mjere koje su imali pojačati zgrade protiv djelovanja potresa. U antičkoj Grčkoj poznate su dvije velike potresne katastrofe. Briljantna treća kretska civilizacija uništena je oko 1250 god. prije naše ere potresom koji je uništio kraljevsku palaču u Knososu.

Ovo je samo nekoliko podataka o potresima u antičkom vremenu. Potresi koji su se zbili u našoj eri, naročito u Evropi, poznatiji su iz literature. Spomenut ćemo samo da se danas smatra da je potres koji je uništio Lisabon god. 1755. bio najjači potres po količini oslobođene energije.

Prije 84 godine doživio je Zagreb potres koji je u popisu potresa pridodanom seizmološkoj karti Jugoslavije iz 1950. god. označen s intenzitetom IX. S nekoliko riječi želim navesti podatke o tom potresu. Zbilo se to 9. XI 1880. Prema zapisima očevidaca najprije je uslijedio jaki vertikalni udar a nakon toga je nastalo undulatorno gibanje. Zagreb je imao tada 30.000 stanovnika i oko 1700 objekata za stanovanje. Zgrade su većinom imale kao međukatnu konstrukciju svodove. Potres je oštetio mnoge više zgrade i crkve. Karakteristična oštećenja zavisila su od vrste konstrukcija. Svodovi su

* Prerađeno i dopunjeno predavanje održano u veljači o. g. u DGIT Zagreb, a u travnju u Splitu i Rijeci.

[1] »Građevinar« br. 2-1964: Izrada dokumentacije o učinku potresa na objektima visokogradnje u Skoplju.

popucali, a neki se i urušili. Nosivi zidovi izbacili su se uslijed djelovanja izvanrednog potiska svoda. Na više zgrada oštećeni su gornji katovi pa su se morali rušiti. Ova je pojava u pravilu obrnuta od efekta potresa u Skoplju, gdje su najviše postradala prizemlja. Mi to tumačimo time što su u tim zagrebačkim starim zgradama niži katovi imali vrlo jake zidove koji su odolili potresu. Uslijed izbacivanja i pucanja glavnih zidova mnoge su zgrade morale odmah biti poduprte. Slično kao i nakon prošlogodišnjeg potresa u Skoplju i tada su neposredno nakon potresa inženjeri pregledali sve kuće i odredili one u kojima se može dalje stanovati. Gradsko poglavarstvo dalo je brzo sagraditi na dva mjesta daščare za zbjeg stanovništva koje nije više smjelo stanovati u svojim kućama. Mnogi su noćivali u fijakerima. Jugoslavenska akademija znanosti i umjetnosti provela je anketu o potresu. Materijali su obrađeni i izdani god. 1882. Zanimljivo je napomenuti da su u toj štampanoj knjizi priložene originalne fotografije. Šteta u samom Zagrebu procijenjena je na 2,000.000 forinti, a ukupna šteta na 3,300.000 forinti. Epicentar potresa bio je na području Zeline pa je i van Zagreba bilo velikih šteta. U analizi efekta potresa u spomenutoj knjizi zapaženi su već tada faktori koji utiču na opseg šteta, a to su: građevno tlo, vrst materijala objekta, veličina i raspored otvora u zidovima, elastičnost konstrukcije kao i utjecaj susjednog prislonjenog objekta.

Naš poznati učenjak Andrija Mohorovičić, koji je među ostalima zaslužan i za dobavu i instaliranje prvog seizmografa u Zagrebu, izrekao je nakon potresa god. 1909. u jednom predavanju u Društvu inženjera i arhitekata misli koje su i danas aktuelne i koje su nakon potresa u Skoplju već javno citirane. Ponovit ćemo doslovce neke njegove riječi: »Iza svakog velikog potresa raspravlja se u inženjerskim krugovima o štetama što trpe građevine od takvih elementarnih nepogoda i o načinu kako bi se tim štetama moglo predusresti. Rezultat takvih rasprava su redovne neke preinake u dosadanjem načinu gradnje. Ali takva je već narav ljudska — iza prvog straha sve se uljulja u osjećaj sigurnosti, nitko više ne misli da bi trebalo i daljnjih preinaka, dapače se često napuštaju i one što su iza potresa uvedene. Novi potres mora da podsjeti ljudstvo da treba dalje preinačivati i usavršavati način gradnje«. Malo dalje nalazimo slijedeće misli:

»Pogreške naših građevina potječu iz dva izvora: iz nepoznavanja načina kako potres djeluje na zgradu i iz manjkave izvedbe zgrade. Najbolje zasnovana zgrada dolazi katkada u ruke graditelja koji ... izvode posao posve manjkavo ... Zadatak je oblasti da čim strože pazi na solidnu izvedbu svake zgrade. Mnoga valjano izvedena zgrada nije sigurna od potresa jer je osnova napravljena bez obzira na pogibelj od potresa.«

Interesantno je napomenuti da je prof. Mohorovičić već tada tumačio gibanja zgrada za potresa na moderan način, tj. kao pojavu prinudne oscilacije s prigušenjem.

Seizmološka karta Jugoslavije koja je izrađena na temelju proučavanja podataka o potresima od god.360. do 1949. naše ere, pokazuje mnoga područja koja su doživjela potrese intenziteta VII, VIII, IX i višeg stupnja prema MCS skali. Prema podacima ove karte od većih i važnijih gradova Hrvatske nalaze se u području potresa intenziteta VII i višeg: Varaždin, Zagreb, Karlovac, Sisak, Osijek, Rijeka, Zadar, Šibenik, Split i Dubrovnik. Od ostalih se važnijih gradova jedino Slavonski Brod i Vinkovci nalaze u području intenziteta VI, a Pula u području nižeg intenziteta od VI, dakle u području za koje nisu potrebne naročite antiseizmičke mjere osim, naravno, ispravnog građenja prema pravilima dobrog zanata. Novi potresi izazvat će i korekcije seizmološke karte. Grad Slavonski Brod s okolinom će vjerojatno biti na karti označen s intenzitetom VII stupnja kao što je već označeno susjedno područje Dilj Gore. U susjednoj Sloveniji Ljubljana, Maribor, Kranj, i Celje nalaze se u području potresa intenziteta VIII ili višeg. Od važnijih mjesta jedino se Kopar nalazi u području intenziteta potresa nižeg od VI stupnja.

Podjela Jugoslavije na seizmološke zone koja je odštampana u privremenim tehničkim propisima za opterećenje zgrada iz 1948. g. uključila je još više gradova u područja potresa VII stupnja. Prema toj karti Pula, Slavonski Brod i Koper nalaze se u zoni potresa intenziteta VII.

3. Neki podaci o Skoplju i potresima u njegovu području

Grad Skoplje, po broju stanovništva treći grad Jugoslavije, imao je prema popisu iz 1961. god. oko 160 000 stanovnika, a ondašnji kotar Skoplje 270 000 stanovnika.

Zbog specifičnih migracionih prilika u Makedoniji, u času potresa sam grad Skoplje imao je svakako nekoliko desetaka hiljada stanovnika više nego što je popisom ustanovljeno. Republički zavod za statistiku u Skoplju sastavio je procente oštećenih kuća uslijed potresa obzirom na različite pokazatelje. Uzeli smo prikaz koji ima za bazu broj stanova.

Prema tim podacima efekt potresa od 26. VII 1963. je slijedeći:

porušeno je	8,5 % stanova
teško oštećeno	33,6 % stanova
srednje oštećeno	36,3 % stanova
malo oštećeno	19,0 % stanova
neoštećeno	2,6 % stanova

Osim toga kao što je poznato oštećeno je ili porušeno niz kulturnih, historijskih, školskih i upravnih zgrada.

Zgrade koje su bile malo oštećene najvećim su dijelom bile iseljene i u toku ljeta i jeseni 1963. go-

dine su izvršene na tim zgradama sanacije, pa je velik dio takvih zgrada ponovo useljen.

Prema ocjenama građevinskih eksperata za potrese intenzitet potresa iznosio je od VIII do preko IX stupnja međunarodne skale Mercalli-Cancani-Sieberg.

Prema prikupljenim podacima glavni je horizontalni udar uslijedio neposredno nakon jakog vertikalnog udara. U kraćem roku uslijedila su još tri jaka udara a nakon toga su se mjesecima javljali udari intenziteta do V.

Utvrđeno je da je epicentar potresa bio van Skoplja prema sjeverozapadu na južnom dijelu Skopske Crne gore. Smjer glavnog udara potresa je na mnogim objektima utvrđen, i to, grubo rečeno,, jugoistok sjeverozapad. Ovo je nedvoumno utvrđeno samo na objektima pravilnog tlocrta i prikladnog položaja obzirom na smjer glavnog udara.

Magnituda potresa je mjera koja označuje količinu oslobođene energije. Za ovaj potres ustanovljeno je da je magnituda bila relativno mala. Zbog visokog intenziteta potresa, a relativno male magnitude, ocjenjuje se da je hipocentar bio relativno plitak, možda samo nekoliko kilometara.

Potresom obuhvaćeni teritorij ima eliptičan oblik, sa dužom osovinom oko 7 kilometara u pravcu cca Z-I, a kraćem oko 2,5 do 3 kilometra. Jačina potresa odrazila se znatno više u zapadnom dijelu zahvaćenog teritorija. Tu se nalazi općina Idadija i naselje Karpoš, gdje je sanaciju obavljala operativa Hrvatske. Na istoku su se veća oštećenja nalazila na zgradama do pruge Skoplje—Kumanovo. Prema podacima, na zapadu se tipične pojave na zgradama nalaze sve do ušća Lepenca u Vardar. Naselja na jugu na masivu Vodna ostala su gotovo pošteđena od potresa.

Skopska je kotlina smještena između masiva Skopske Crne gore na sjeveru i Vodna na jugu, a nalazi se između dva poprečna skoro paralelna rasjeda u smjeru istok-zapad. Ovo područje u kojem se nalazi i historijski grad Skupi, danas naselje Zlokućani, ima od godine 518. kada je porušen grad Skupi do godine 1962. registrirano 58 jakih potresa. Ovaj je broj sigurno bio i veći budući se za turske vladavine podaci o potresima nisu naročito zapisivali. Samo je Skoplje bilo porušeno god. 1555. potresom koji je ocijenjen sa stupnjem XII. Interesantno je napomenuti da je prema podacima u Geološkim analima Balkanskog poluostrva u Skoplju od god. 1958. do uključivo 1961. registrirano 7 potresa III do V stupnja.

Geolozi su Skopsku kotlinu ocijenili kao seizmološki najaktivnije područje Jugoslavije. Ona predstavlja tektonsku depresiju formiranu pokretima koji su se obnavljali u više mahova i koja je poglavito ispunjena neogenim elementima. Aluvijalni nanosi iznose od 4—50 m, a u pravcima starog korita Vardara i do 80 m. Sa stanovišta građevinara građevno tlo u Skoplju ne može se ocijeniti u cijelini kao loše. Fundiranja na šljunku predstavljaju pravilo za sve konstruktivno važnije objekte.

4. Razmatranje učinka potresa na objektima visokogradnje u Skoplju

Građevinska slika Skoplja mijenjala se je naglo iza rata, a pogotovo u posljednjih pet, šest godina. Ne samo da su stvarana nova stambena naselja na slobodnim prostorima na rubu grada nego je i centar grada proživljavao urbanistički preobražaj. Desna obala Vardara u općini Kisela Voda izgrađuje se velegradski, stvaraju se novi široki bulevari i ruše se dotrajale kuće i kućice iz turskog vremena. Ovaj je zahvat bio započet na lijevoj obali u tzv. starom Skoplju. U takvoj situaciji u Skoplju je u času potresa bilo mnogo tipova izgradnje objekata, od najprimitivnijih turskih objekata do armirano-betonskih skeletnih nebodera.

Nemamo podataka da bi u Skoplju prije potresa bila izvedena ijedna stambena zgrada od montažnih elemenata. Pregled učinka potresa dat ćemo prema klasifikaciji zgrada koja je složena uglavnom prema materijalu od kojeg su izrađeni vertikalni nosivi elementi, a dijelom i prema namjeni zgrade koja uvjetuje posebne konstruktivne oblike.

Prema ovim načelima možemo zgrade ovako klasificirati:

1. starije zgrade od ćerpića ili opeke s pojačanjem od drveta,
2. zidane zgrade,
3. zgrade sa kombiniranim nosivim sistemom, tj. dijelom nosivi armirani beton a dijelom zidovi od opeke,
4. zgrade sa armirano-betonskim skeletom. Neke od ovih zgrada imaju kao važan nosivi element masivnu betonsku jezgru različitog presjeka,
5. industrijski i izložbeni objekti,
6. specijalni objekti po namjeni i obliku: tvornički dimnjaci, dvorane, đamije itd.

Naše će izlaganje, obuhvatiti koliko je moguće ne samo učinak potresa na pojedinim tipovima zgrada općenito nego i ukazati detaljnije na učinak na nekim konstruktivnim elementima zgrada.

4. 1. Starije zgrade od ćerpića ili opeke s pojačanjima od drveta

Takvi objekti pretežno se nalaze na lijevoj obali Vardara u starom Skoplju. Nalaze se također i na desnoj obali u općini Kisela Voda. To su uglavnom dotrajale zgrade. Sam materijal od kojeg su zgrade napravljene nema otpornosti protiv potresa. Drvena pojačanja najčešće su malih dimenzija, a često bez pravog konstruktivnog sistema. Ovakva se izvedba ne može smatrati kanatnom konstrukcijom u onom smislu kako je mi poznajemo. Neke starije zgrade od opeke do ukupno dvije etaže imale su također ukrućenja od drveta. Koliko smo mogli zapaziti, u tim zgradama konstruktivni sistem pojačanja od drveta postoji u manje logičnom opsegu nego u zgradama od ćerpića. Često naime postoje samo stupovi od drveta bez kosnika. Zgrade od

ćerpića katkada su imale neobične kosnike koji su onemogućili pravilno zidanje, ali su, čini se, bili svjesno tako izvedeni zbog ukrućenja čitave zgrade



Sl. 1: Stara zgrada s zidom od ćerpića sa drvenim ukrućenjima

protiv djelovanja potresa (sl.1). Zgrade s trgovinama u prizemlju veoma su postradale. Glavna masa bila je koncentrirana na prvi kat, a u prizemlju zbog potrebe trgovina nije bilo kosnika (sl. 2). U cjelini



Sl. 2: Stara zgrada s velikim otvorima u prizemlju

uzevši, objekti ovog tipa ozbiljno su oštećeni, a mnogi su se i srušili. Ipak ima i iznimaka koje su pokazale da je neobični sistem okrućenja dobro zamišljen i da je opća dotrajalost zgrade glavni uzrok oštećenja.

Način izgradnje koji smo prikazali pripada prošlosti i neće se ponavljati u gradovima. Ipak smo radi cjelovitosti rekli nešto i o tim objektima, jer su predstavljali stanoviti dio stambenog fonda Skoplja.



Sl. 3: Zgrada s drvenim stropovima i bez serklaža

4. 2. Zidane zgrade

Ove zgrade predstavljaju najveći postotak stambenih i uredskih zgrada u Skoplju. Pokušat ćemo provesti radi preglednosti klasifikaciju zidanih objekata, i to ovako:

1. Zidane zgrade do 2 etaže sa drvenim stropovima, bez upotrebe armiranog betona.
2. Zidane zgrade do 2 etaže s upotrebom armiranog betona.
3. Zidane zgrade s poprečnim nosivim zidovima.
4. Zidane zgrade s uzdužnim nosivim zidovima.
5. Zidane zgrade s nosivim zidovima u oba smjera.

Ad 1. Ovo su stariji objekti, izvedeni prije Prvog svjetskog rata i između dva rata bez serklaža i bez spona za ukrućenje. Njihova je otpornost protiv djelovanja potresa mala pa su dijelom porušeni ili vrlo oštećeni. Ima, naravno, i iznimaka s relativno manjim oštećenjima. Primjer izvedenog objekta vidi se na slici 3. U ovom su se objektu uslijed nepovezanosti međusobno razdvojali unutarnji zidovi. Na slici 4 vidi se objekt istog tipa kod kojeg se urušenje dogodilo u gornjoj etaži, što je rjeđi slučaj u Skoplju. Uzrok je, vjerojatno, odsustvo bilo kakve povezanosti, pa je zgrada popustila već u gornjoj



Sl. 4: Rjeđi slučaj rušenja zgrade samo u gornjem katu



Sl. 5: Moderna dvoetažna zgrada

etaži. On može također biti i u nekoj dodatnoj konstruktivnoj greški u gornjoj etaži.

Ad 2. Zgrade do dvije etaže s upotrebom masivnih stropova. Ovo su većinom tzv. obiteljske zgrade, a zidane su između dva rata, nešto i poslije II svjetskog rata. Konstruktivna shema im je različita, ali najčešće imaju sve obimne zivode 38 cm. Sa solidnijom izvedbom sa serklažima su zgrade malo postradale. Konstruktivno nečiste zgrade ovog tipa teže su postradale. Slika 5 prikazuje jednu zgradu ovog tipa koja je prilično postradala. Primjećuju se karakteristične X pukotine i u I katu.

Ad 3. Zidane zgrade s poprečnim nosivim zidovima. Zgrade s poprečnim nosivim zidovima izrađene su u Skoplju u nizovima pri izgradnji novih naselja. Visina zgrada bila je različita. U naselju Karpoš takvi su objekti imali prizemlje i 4 kata. Podužnog ukrućenja redovno nije bilo. Naime, uzdužni zid od 12 cm često perforiran otvorima ne može se smatrati dovoljnim ukrućenjem višekatnice. Nosivi zidovi bili su od opeke 25 cm u vapnenom mortu. Kod jednog tipa objekta bio je zid u prizemlju 38 cm.

Više objekata ove vrsti u Karpošu srušilo se je. Rušili su se ili su jače postradali oni objekti kod kojih je glavni udar došao u smjeru uzdužne osovine zgrade. U tom smjeru zgrada nije imala krutosti. Nadalje, na nekoliko mjesta porušena je krajnja zgrada u nizu, na koju je djelovao udarac susjedne zgrade, a koja pri udaru nije imala da se nigdje osloni. Ovdje se ukazuje problem izvedbe dovoljno širokih dilatacija među zgradama. Prema propisima SSSR kod visine zgrade 15 m dilatacija među zgradama treba da bude 7 cm široka. Francuski propisi izravno navode posebnu formulu za potrebnu širinu dilatacije koja bazira na pomaku masene tačke pri oscilaciji.

Grubi statički proračun ukazuje da su objekti s prizemljem i 4 kata kako su izvedeni, kod jednog tipa tj. s osovinskim razmakom zidova 3,5 m, laganom konstrukcijom poda i zidom od 38 cm u prizemlju, sasvim zadovoljili za vertikalne sile uz opeku 70 i vapneni mort.

Provest ćemo usporedbu izvedbe ovakvih zgrada sa prizemljem i četiri kata s odredbom slovenačkih antiseizmičkih propisa. Predpostavit ćemo da se lokacija zgrade može uvrstiti u kategoriju između B i C, tj. s potresnim koeficijentom 0,08. Ovo pretpostavlja rajon s potresom intenziteta IX, a građevno tlo srednjeg kvaliteta.

Prvo uočavamo da bismo mogli dopustiti zid za ukrućenje od 12 cm u produženom mortu samo u jednoj, gornjoj etaži. Zid od 25 cm mogli bismo imati u slijedeće 2 niže etaže kao zid za ukrućenje. Glavni nosivi zidovi trebali bi biti kako slijedi: zid od 25 cm u produžnom mortu samo u jednoj, gornjoj etaži, zid od 38 cm u produžnom mortu vjerojatno bi bio dopušten u slijedeće 2 ili 3 niže etaže. Umjesto toga, zgrade koje smo razmatrali imale su zid 38 cm u vapnenom mortu u prizemlju, a sve ostale nosive zidove 25 cm. Srednji uzdužni zid iznosio je kroz sve katove 12 cm.

Oštećenjima i rušenjima pridonio je svakako kvalitet osnovnih materijala opeke i morta. Prigodom snimanja objekata često smo nalazili opeke ručne izrade srednjeg ili slabijeg kvaliteta, mort najčešće vapneni, također srednjeg ili slabog kvaliteta. Sljubnice su često bile preširoke.

Kod zidanih zgrada naročiti problem predstavljaju otvori odnosno zidovi oko otvora. Zidovi između prozora su najslabiji dio presjeka i oni su redovito manje ili više postradali. (Sl. 6). Zid od opeke zbog svoje male čvrstoće nije podesan za odupiranje pojavama koje nastaju pri potresu, a to su vibracije i velike sile smicanja. Gotovo sve pojave pukotina i lomova kod zidova od opeke proistekle su od prekoračenja posmične ili vlačne čvrstoće zida od opeke. Ovaj problem rješavali su nakon potresa u Chileu i Alžiru izvedbom vertikalnih armirano-betonskih veza povezanih serklažama (korsetiranje) tako da je svaki zid između otvora dobio na krajevima takvu vezu[2].



Sl. 6: Tipičan slom zida između prozora



Sl. 7: Detalj srušene zgrade s poprečnim nosivim zidovima

Sl. 7 prikazuje detalj djelomice srušene zgrade s poprečnim nosivim zidovima. Uočljiva je problematična izvedba serklaža. Sl. 8 prikazuje oštećenu zgradu istog tipa. Karakteristično je da se oštećenja zidova smanjuju u višim katovima, budući da se prema dolje sumiraju horizontalne sile koje izazivaju slom zidova uslijed prekoračenja vlačne čvrstoće.

[2] »Građevinar« br. 1-1964: »Predavanja stranih stručnjaka za građenje na potresnim područjima održana u Skoplju.«

Ad 4. Zidane zgrade s uzdužnim nosivim zidovima.

Zgrade s uzdužnim nosivim zidovima smatraju se prema slovenačkim propisima općenito obzirom



Sl. 8: Manje postradala zgrada s poprečnim nosivim zidovima

na djelovanje potresnih sila nešto povoljnijima od zgrada s poprečnim nosivim zidovima. Ovo zaključujemo iz toga što je za sve tri zone potresne opasnosti dopušteno izvesti jedan kat više bez računskog dokaza negoli kod zgrada sa poprečnim nosivim zidovima. Makedonski propisi koji su izašli cca 2 mjeseca nakon potresa, koristeći se iskustvom u Skoplju, ukidaju ovu razliku.

Na ovaj je način osim stambenih zgrada izvedeno i više uredskih i školskih zgrada. Objekti ove vrste različito su se ponijeli za vrijeme potresa. Ipak se može reći kao karakteristično da su oni zbog male mase zida među prozorima često stradali pri glavnom udaru potresa u smjeru glavnih nosivih zidova. Kod objekata gdje je zid osim male mase bio i kvalitetno slab pa je prizemlje teško oštećeno, često su gornji katovi neznatno oštećeni (sl. 9). Energija udara utrošila se je popuštanjem prizemlja i tako su gornji katovi sačuvani.

Na sl. 10 prikazan je jedan uredski objekt koji je dobio glavni udar potresa približno uzduž glavnih nosivih zidova. Kao kod nekih objekata u nizu i na ovom je objektu urušenje nastupilo na jugo-



Sl. 9: Zgrada s uzdužnim nosivim zidovima — demolirani zidovi između prozora u prizemlju



Sl. 10: Kancelarijska zgrada s uzdužnim nosivim zidovima; glavni udar potresa približno paralelan sa nosivim zidovima



Sl. 11: Izgled zgrada s uzdužnim nosivim zidovima kod koje je glavni udar potresa približno normalan na fasadu

istočnom dijelu dok je sjeverozapadni dio ostao oštećen. Slika je snimljena nakon što je jedan dio ruševina odstranjen. Na ovoj kao i na nekim drugim zgradama primijećeno je da serklaži imaju vrlo malu količinu armature. Ako je glavni udar potresa bio približno u smjeru upravno na uzdužne zidove (sl. 11) onda katkada nije bilo X-pukotina u uzdužnim zidovima, ali su se na fasadi zamijetile druge pojave kao npr. slom po horizontalnoj sljubnici.

Strašnu sliku pruža zgrada kod koje je prizemlje nestalo od visine parapeta na više (sl. 12).



Sl. 12: Zgrada s uništenim prizemljem

Tako postradalih zgrada bilo je više s još većim demoliranjem pri rušenju. Prvih dana nakon potresa objavljena je u »Vjesniku u srijedu« stravična slika jedne zgrade kod koje su se katovi naslagali jedan na drugi. Nije lako rekonstruirati tok svih kaotičnih gibanja tla i zgrade koja su dovela do takve katastrofe.

Ad 5. Zidani objekti s nosivim zidovima u oba smjera.

Ovi su objekti građeni između dva rata prema predratnoj praksi i propisima. U slučaju 4 etaže imali su u prizemlju zidove 51 cm. Nijedan takav objekt nije se srušio. Oštećenja su raspoređena na više katova.

Poslije Drugog svjetskog rata izgrađeno je niz takvih zgrada u zapadnom dijelu Skoplja Ovo su osmerokatnice s vanjskim zidovima 38 cm a unutarnjim 25 cm. Stropove imaju od stropne opeke s izmjeničnim smjerom polaganja gredica u svakom katu. Na ovim zgradama nije bilo ozbiljnih oštećenja.

Ponašanje ovakvih zgrada prilikom potresa dokaz je da su one pravilno tretirane u slovenačkim antiseizmičkim propisima.

4. 3. Zgrade s kombiniranim nosivim sistemom

Ovakve zgrade nisu rijetke u Skoplju, naročito u središtu grada. U prizemljima se obično nalaze lokali, a u katovima su stanovi ili uredi. Zbog potrebe velikih otvora za izloge u prizemlju se nalaze armirano-betonski stupovi, najčešće samo na prednjoj fasadi i u području lokala, a svuda drugdje su nosivi elementi zidovi. Ovamo možemo ubrojiti i zgrade koje su na oko skeletne konstrukcije, ali pri detaljnom promatranju uočavamo da npr. stubište leži na zidovima ili da se na uglu iz nepoznatih razloga umjesto armirano-betonskog stupa nalazi zid od opeke. Katkada je čitav zabat izveden od opeke a ostala je konstrukcija skelet.

Poznato nam je da se jedan ovakav objekt srušio a mnogi od njih bili su ozbiljno oštećeni, tako da se ne mogu popraviti.

Čim su pri potresu zidovi u prizemlju popustili i pukli, sve su sile morali preuzeti stupovi sa svojim horizontalnim gredama. Ovaj sastav najvjerojatnije nigdje nije bio računat s prenosom momenata u stupove. Stupovi su popucali i pomakli su se na vrhu i do 18 cm. Katovi su ostali vertikalni više ili manje oštećeni. Ovaj tip objekata nepodesan je za seizmička područja jer su popravci teški ili nemogući.

Eklatantan je primjer ovakvog objekta prikazan na sl. 13. Stupovi su se pomaknuli na glavi



Sl. 13: Zgrada s kombiniranim nosivim sistemom — nagnuto prizemlje

za 18 cm. U prizemlju postoje djelomično zidovi. U katovima nalaze se uzdužni nosivi zidovi. Stupovi su gore i dolje popucali stvarajući u vlačnoj zoni pukotine a u tlačnoj zoni kršenje obloge (sl. 14). Zidovi su u prizemlju ove zgrade demolirani (sl. 15). Zgrada ima u višim katovima manja oštećenja. Uslijed ponavljanja potresa zgrada se prema



Sl. 14: Zgrada na sl. 13 — oštećenje stupova u prizemlju



Sl. 15: Zgrada na sl. 13 — oštećenje zidova prizemlja

našoj ocjeni sve više nagibala. Prema dobivenim informacijama zgrada je naknadno porušena pomoću natezanja užetima zbog opasnosti od iznenadnog rušenja.

4. 4. Zgrade sa armirano-betonskim skeletom

U Skoplju je u novije vrijeme izveden ili je u izvedbi veći broj skeletnih zgrada od armiranog betona. Izvedeno je preko 20 solitera i niz ostalih skeletnih zgrada. Objekti su najvećim dijelom stambeni, manjim dijelom uredi ili drugo. Može se reći da su skeletni objekti, naročito soliteri najbolje izdržali djelovanje potresa. Lokalno je teže oštećen samo jedan soliter. Ostali su manje ili

više oštećeni ali se svi mogu popraviti, što je već kod mnogih i izvršeno. Ako ove zgrade podijelimo na solitere i ostale skeletne zgrade možemo odijeljeno reći nešto o jednoj i drugoj grupi.

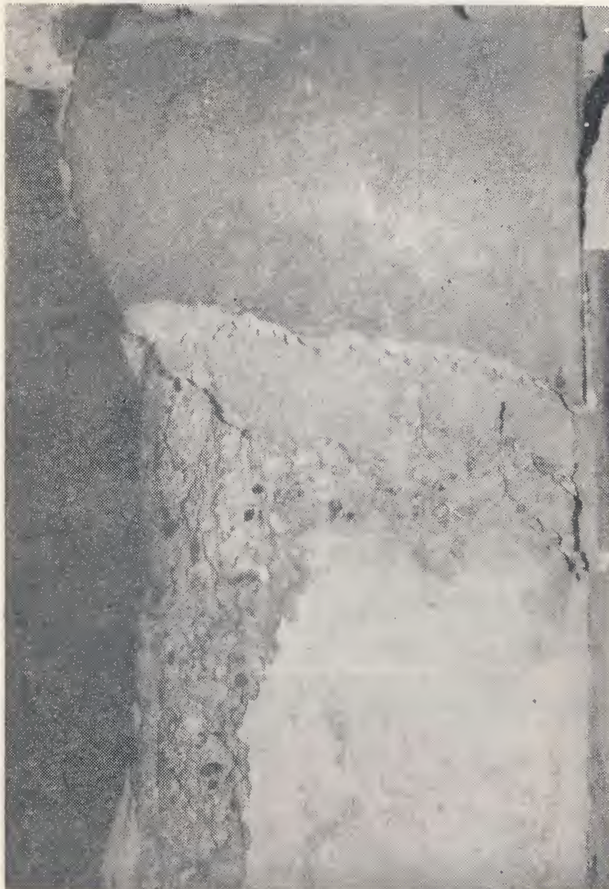
Soliteri su bili računati ili na vjetar II zone prema PTP 2 ili na potres prema PTP 2. Ovo je svakako premalo, ali su ipak konstrukcije dimenzionirane prema tipu naprezanja kome su bile izvrgnute. U konstrukciji je bilo toliko rezervi do sloma da su potresne sile uz kvalitetnu izvedbu betona i armature izazvale pukotine, ali rjeđe slom presjeka. Ovakvi lokalni slomovi, koji su se zbili najviše na mjestima slabe izvedbe, mogu se sanirati. Može se reći da je većina solitera imala betonsku nearmiranu jezgru kojoj su statičari povjerili prenos horizontalnih sila što djeluju na objekat. Ove su se jezgre formirale oko stubišta ili lifta. Kvalitet betona u jezgri kretao prema visini objekta od MB-110 do MB-220. Izvođači su obratili potrebnu pažnju izvedbi stupova i greda u MB-300 izradivši na više objekata beton od nekoliko frakcija agregata. Provjerom sa sklerometrom ustanovili smo u soliterima uglavnom kvalitetne betone viših marki. Na izvedbu jezgri pazilo se daleko manje. Beton je izrađen s lošom granulacijom ili čak muljevit. Radnim sljubnicima nije posvećena potrebna pažnja. Zbog svega toga jezgre su prilično raspucane od potresa. Otvori i niše u jezgrama naročito su postradale slično kao i u slučaju zidova od opeke (sl. 16).



Sl. 16: Oštećenje betonske jezgre nebodera između otvora za vrata

Potres u Skoplju, čiji je epicentar bio u blizini grada, bio je u neku ruku po svojim karakteristikama blizog potresa povoljan za solitere. Periode titraja zemlje u blizini epicentra su male. Soliteri, koji imaju približno kvadratan presjek, imaju međutim duge periode vlastitog titraja. Zbog toga potresne vibracije ne mogu mnogo djelovati na solitere. Obrnuto je u slučaju potresa sa dalekim epicentrom. Periode titraja zemlje su tada velike i vjerojatno bi više mogli postradati soliteri.

Kod ostalih skeletnih zgrada čini se da betonu nije obraćena tolika pažnja kao kod solitera. Našli smo u stupovima beton prema sklerometru relativno slab, segregaciju, izbijanje armature uslijed prevelikog razmaka vilica (sl. 17) ili djelovanja

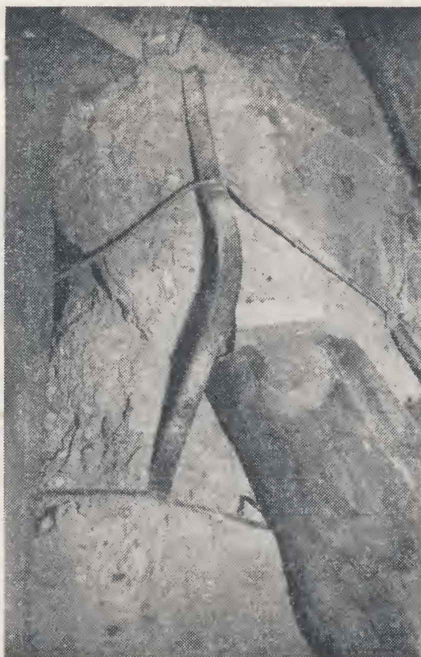


Sl. 17: Izbacivanje armature u stupu armirano-betonskog skeleta



Sl. 18: Demoliranje stupa na mjestu nastavka

klina kod nastavka armature stupova u katovima (sl. 18). Sl. 19 prikazuje potpuni slom stupa u jednom soliteru koji je samo lokalno ozbiljno ošte-



Sl. 19: Slom armirano-betonskog stupa u jednom neboderu



Sl. 20: Radnički dom nakon potresa

ćen. Sl. 20. prikazuje Radnički dom, skeletni objekt sa betonskom jezgrom za prenos horizontalnih sila. Ova je zgrada imala neznatne štete na zidovima što je ubrzo popravljeno.

4. 5. Industrijski i izložbeni objekti

Ne raspolažemo sa mnogo podataka o tim objektima pa možemo iznijeti samo neke primjere.

Industrijske hale smještene su većinom van domašaja jakog udara potresa. Imaju lake krovove i računate su uvijek na neke horizontalne sile. Ovakovi tipovi su uglavnom manje stradali. Jedna tekstilna industrija sa shed konstrukcijom bliže centru znatnije je stradala.

Nove hale u Željezari od čelične konstrukcije bile su u gradnji u času potresa. Pojedini štapovi vlačnih pojaseva dobili su pri tom tlačne udarce i izvinuli se. Kod nekih štapova su uslijed izvanrednih sila u čvorovima presječene zakovice. Ovakove se štete lako mogu ispraviti.

Poučan je primjer dvaju skladišta blizanaca sa armirano-betonskim stropovima i stupovima unutar zgrade a nosivim vanjskim zidom. Jedan je objekt potpuno sačuvan a drugi, udaljen oko 50 m, ima porušenu prednju frontu. Uzrok nalazimo u tome što je ulaz u ovu porušenu zgradu adaptiran zbog proširenja. Adaptacija je vjerojatno narušila cjelovitost zgrade koja se inače uspješno oduprla djelovanju potresa. Ova se dva objekta nalaze van domašaja najjačeg intenziteta potresa (sl. 21 i 21a).



Sl. 21: Skladišna zgrada djelomično porušena uslijed adaptacije ulaza

Izložbene hale. Poznato je da se ljuska na skopskom velesajmu srušila zajedno sa I katom obodne prigradnje. Rušenje prvog kata prigradnje izazvalo je mjestimično jako demoliranje nosivih greda u stropu nad prizemljem. U neposrednom susjedstvu nalazi se druga dvorana velesajma koja



Sl. 21a: Skladišna zgrada jednake konstrukcije kao ona na sl. 21 — adaptacija nije provedena, zgrada sačuvana

nije mnogo postradala (sl. 22). Na slici se vidi tipična X-pukotina u zabatnom zidu. Ovakve pukotine formirale su se na bezbroj mjesta pri obostranim udarcima potresa ili vibracijama.



Sl. 22: Izložbena hala na skopskom velesajmu

4. 6. Dimnjaci i minareti

Tvornički dimnjaci su visine 40 — 60 m. Nijedan nije ostao bez oštećenja. Većinom su se slomili ili oštetili u gornjoj trećini. Minareti su također većinom srušeni odnosno oštećeni u gornjoj trećini. Ipak ima pojava pukotina u donjim dijelovima, ali je to rjeđe. Lom i šteta u gornjoj trećini potječu od oscilacija sa više stupnjeva slobode. Duhoviti Francuzi prozvali su uzrok ovakvih pukotina na dimnjacima »le coup de fouet«, udarac bičem, zbog analogije s titranjem biča.



Sl. 23: Minaret Mustafa pašine džamije

Na slici 23 vidimo minaret Mustafa — pašine džamije. Nagnuo se je, što se na ovoj slici ne može primijetiti. Čunjasti vrh se je slomio po horizontalnoj sljubnici.

Zgrade sa dvoranama. Karakteristika je ovakvih zgrada da imaju dvorane veće visine i raspona čiji stropovi počivaju na neukrućenim zidovima ili stupovima koji su zidani ili betonski. Konstrukcija je riješena tako da može prenositi vertikalne sile, ali ne i horizontalne sile. Prigodom potresa se vertikalni visoki nosivi dijelovi nisu mogli oduprijeti jakim silama inercije koje su nastale zbog velike mase stropnih odnosno krovnih konstrukcija većeg raspona, pa je došlo do urušenja. Dijelovi zgrade koji su imali katove pa su prema tome bili na uobičajeni način ukrućeni stropnim konstrukcijama i poprečnim zidovima nisu se urušili. (Primjeri: Željeznička stanica, Dom JNA).

Kulturnohistorijski objekti. Možda nije na odmet da nabrojimo kako su proživjele potres najvažnije zgrade ove vrste.

Mustafa-pašina džamija ima stupove povezane zategama i laku kupolu. Ona se je dobro sačuvala.

Daut pašin imam, danas galerija slika, niski objekt s nizom lakih kupola od keramičkih cijevi. Objekt je samo malo oštećen.

Glasoviti Kuršumli han, jedan od najmonumentalnijih objekata turske kulture u našim krajevima, djelomično je uništen (sl. 24).



Sl. 24. Dio Kuršumli hana

Crkva sv. Spasa u Centru Skoplja s poznatim duborezima je poluukopana u zemlju. Pretrpjela je manje štete.

Crkva manastira Nerezi sa freskama iz XII i XVI stoljeća imala je već od prije pukotine, a uslijed potresa dobila je još nekoliko. Nalazi se oko 4 km od Skoplja prema jugozapadu.

4. 7. Učinak potresa na pojedinim konstruktivnim dijelovima objekta.

Razmatrajući učinak potresa na pojedinim tipovima zgrada nismo spomenuli neke dijelove objekta. Zbog čega ćemo izložiti efekat potresa na nekim konstruktivnim dijelovima objekata.

1. Temeljno tlo

Temeljno tlo ima vrlo važan utjecaj na način djelovanja potresa na objekt. Slaba građevna tla doduše amortiziraju izvjestan dio spektra valova potresa, ali sama dolaze u gibanje i u različita slijeganja pa uslijed toga izazivaju deformacije temelja i štete na objektu. Zbog toga su slovenački antiseizmički propisi usvojili veličinu potresnog koeficijenta ne samo prema rajonu intenziteta potresa nego i prema vrsti građevnog tla. Neka rušenja u Skoplju možda imaju svoj osnovni uzrok u kvalitetu građevnog tla. Ovo je mišljenje iznio francuski ekspert ing. Despeyroux.

Istražujući potres na Biokovu god. 1962, geolozi su ustanovili da su zgrade sličnog tipa daleko više postradale na lošijem tlu (lapor, sipari) od onih koje se nalaze na vapnencu.

2. Temelji i podrum

Zapazili smo kod više objekata da pukotine u prizemlju prelaze u podrum. Oštećenja u podrumima, ako ih je bilo, slična su oštećenjima nad zemljom. Utjecaj potresa na temelje nismo imali prilike zapaziti.

3. Pregradni zidovi

Pregradni zidovi imali su slične pojave rušenja žbuke i pukotina kao i nosivi zidovi. Pri većoj visini ili dužini srušili su se. Često su bili izvedeni u vapnenom mortu.

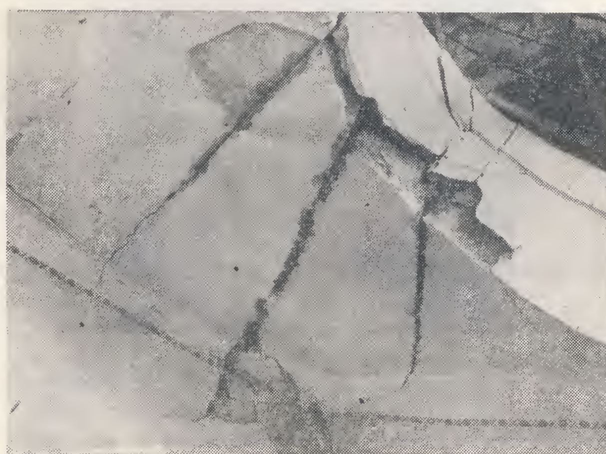
4. Stropne konstrukcije

Zgrade sa masivnim stropovima imale su više vrsta stropova. Pretežno su to ipak polumontažni rebričasti stropovi s razmakom rebara manjim od 50 cm. Izvodili su se također stropovi od stropnih opeka i od šupljih armiranih betonskih elemenata. Pečurkaste stropne ploče zatekli smo u skladišnim objektima.

Stropove smo rijetko vidjeli otkrite i nemamo sliku o tome da li su se bolje ponijeli monolitni ili polumontažni, da li bolje betonski od onih sa stropnom opekom. Na nekoliko slabih objekata koji su bili jako razdrmani zamijećene su u podovima i podgledima pukotine, ali nije dokazano da li te pukotine prolaze i kroz konstrukciju stropa. Opazili smo jake pukotine u ploči jednog stropa, vjerojatno od djelovanja vibracije erkera. Trokraki soliter koji se dobro sačuvao imao je stropove od šupljih armiranih betonskih ploča i od stropne opeke. Ni mi ni sami izvođači nisu primijetili nikakve pojave koje bi ukazivale na štete u stropovima. Stropove od obrnutih T presjeka s ulošcima nismo vidjeli. Ovo spominjem zbog toga što je ovakav tip stropa bez tlačne ploče zabranjen prema francuskim antiseizmičkim propisima.

5. Stubišta

Možemo općenito reći da je većina stubišta više ili manje postradala, nezavisno od vrste nosivog zida stubišta i od vrste samog stubišta. Naprezanja kojima su stubišta bila izvrgnuta najčešće su iza-



Sl. 25: Konsolno stubište

zvala napone veće od vlačne čvrstoće betona. Konzolne stube (sl. 25) u starijim zgradama poremećene su i često su ozbiljno oštetile ležajne zidove. Stubišta s uzdužnom nosivom armaturom (sl. 26) pucala su po širini i visini ploče, često blizu prelaza u podest. Svemu tomu treba dodati čestu pojavu loše izvedbe armature ploče u konkavnim prelomima. Na tim je mjestima svuda armatura iskočila, a ploča ili tetiva je manje ili više oštećena ili čak slomljena.



Sl. 26: Karakteristično oštećenje u pločama stubišta

Činjenica da su gotovo sva stubišta oštećena karakteristično je, kao i pojava X-pukotina u zidovima. Smatram da bi bilo potrebno detaljno prostudirati ovu pojavu i razraditi možda na tipski način rješenja dimenzija i armatura u stubišnim konstrukcijama koje bi u budućim potresima odoljele s manjim štetama.

6. Krovišta

Većinom su bila dobro izvedena i malo su postradala osim na mjestima gdje su se rušili dimnjaci (sl. 27). Smjer rušenja dimnjaka se sl. 27



Sl. 27: Pad dimnjaka

slaže se sa smjerom udara potresa koji je određen na istoj zgradi i na drugi način (v. tekst i sl. 11). Ako je krovište bilo loše projektirano (stolica bez kosnika), moralo je doživjeti katastrofu (sl. 28) pogotovo zato jer je glavni udar potresa bio normalno na glavnu fasadu zgrade.

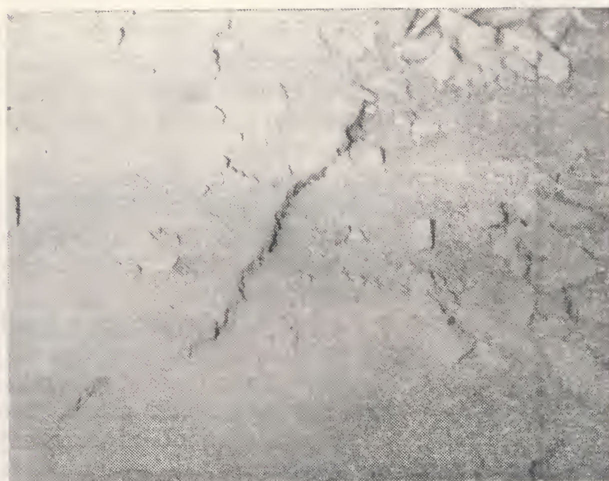


Sl. 28: Urušenje krovišta

7. Erkeri

Za sada ne možemo na primjerima pokazati kako je potres djelovao na zgrade s tlocrtnom koncepcijom koja je nepogodna pri djelovanju potresa, zbog torzionih vibracija. U općini Idadija nalaze se jedna ili dvije uglovne zgrade (dakle približno L tlocrt) koje su srušene.

Možemo, međutim, navesti učinak erkera, jer smo jedan objekt s erkerom obrađivali. U tom slučaju erker se nalazi uzduž čitave fronte iznad prizemlja do krova i izazvao je u unutrašnjosti zgrade po čitavoj dužini široke pukotine (sl. 29) u stropnoj ploči.



Sl. 29: Pukotine u ploči stropne konstrukcije

Pri potresu erkeri osciliraju nezavisno od zgrade, a to izaziva nepovoljni učinak na konstrukciju zgrade.

Izvedba erkera je u SSSR propisima za antiseizmičko građenje zabranjena, dok rumunjski propisi uvode za sve vrste konsolnih konstrukcija naročite propise za vertikalnu komponentu seizmičkih sila. Taj koeficijent iznosi u zoni intenziteta potresa IX 1,00, tj. seizmička sila ima veličinu težine elemenata.

8. Adaptacije i nadograđivanja

U Skoplju su se adaptirani ili nadozidani objekti loše ponijeli prigodom potresa. Većim dijelom su srušeni ili teško oštećeni. Prikazali smo primjer adaptiranog skladišta koje se djelomice urušilo na mjestu adaptacije. Poznat je slučaj nadozidanog stambenog objekta koji se srušio. Hotel »Makedonija« koji se je srušio bio je prema podacima također adaptiran.

Adaptacije i nadograđivanja najčešće narušuju konstruktivnu cjelinu objekta i on se pri potresu ne može oduprijeti djelovanju sila.

Prema našem mišljenju adaptacije koje zadiru u konstruktivni sistem zgrade i nadograđivanja ubuduće bi trebalo u svim područjima VIII i IX potresne zone, ako ne sasvim zabraniti, a ono dopustiti samo u iznimnim slučajevima uz rigoroznu rekonstrukciju čitave zgrade kako bi adaptirani objekt mogao odoliti potresu VIII ili IX stupnja. Nesreća, na žalost prijeti mnogim gradovima naše zemlje. Prvi će, bez sumnje, postradati adaptirani ili nadograđeni objekti.

5. Zaključna razmatranja

Nalazimo se u situaciji u kojoj se je, npr., Rumunjska našla nakon katastrofalnog potresa godine 1940. ili Japan nakon potresa u Tokiju godine 1923. Potrebno je nakon potresa izvući svestrane pouke i stvoriti isto takve zaključke, ali te zaključke i dosljedno provoditi u život. Treba uočiti sve slabosti i greške koje se u budućnosti moraju anulirati.

Bilo bi jednostrano samo primijetiti da su građevinari u Skoplju mnogo griješili pa je zbog toga učinak potresa bio jači nego što bi bio u protivnom slučaju. Objektivno treba razložiti i analizirati uzroke svih slabosti i grešaka.

Pokušat ćemo naše slabosti i greške razložiti u grupe, ne ulazeći u detaljnu analizu.

Prvu grupu slabosti predstavljaju greške kako izvođača i građevne industrije tako i projektanata, koje se ne smiju i dalje ponavljati.

Drugu grupu predstavljaju slabosti iz općenite zaboravi o latentnoj opasnosti od potresa. Ova grupa slabosti ima svoj uzrok, kako je već davno rekao Mohorovičić, u naravi ljudskoj. Tek katastrofalni potres u zemlji redovno daje impuls za donošenje odlučnih mjera za sprečavanje kobnih rezultata slijedećeg potresa. Ovoj grupi slabosti može se pripisati i nedostatak modernih propisa za antiseizmično građenje.

Treću grupu predstavljaju opće okolnosti i uvjeti rada građevinara. Na ove okolnosti samo djelomično mogu utjecati sami građevinari.

Da nabrojimo neke činjenice koje smatramo bitnim u ovoj trećoj grupi slabosti:

— Još uvijek nedovoljni broj stručnih kadrova, počevši od kvalificiranih radnika do inženjera koji bi odgovarao veličini intenzivne izgradnje u Jugoslaviji nakon prošlog rata.

— Industrijalizacija Jugoslavije zahtijeva sve veći broj stanova u gradovima koji treba da budu što jeftiniji i da budu što brže gotovi. Ova potreba izaziva stalni pritisak na projektante i izvođače da projektiraju i izvode tako da zgrada bude što jeftinija i brzo gotova. Zbog toga se često, u većem ili manjem opsegu, napuštaju pravila dobrog zanata u građevinarstvu. Ova je praksa imala svoju stanovitu logiku do potresa u Skoplju. Sada ona treba da totalno nestane.

Donošenje moderne regulative o potresnom građenju svakako je jedan od najvažnijih zahvata koji treba učiniti nakon potresa u Skoplju. Ovaj je rad u toku. Postoji međutim čitav niz drugih problema koje treba uočiti i rješavati. Jedan dio tih problema bazira na činjenici da građevinari čine nekoliko a ne sve karike u lancu do realizacije objekta. Najvažniji problemi bili bi slijedeći: Upravni i investitorski faktori treba da prihvate potrebu skuplje izgradnje objekata u seizmičkim područjima, nadalje da prihvate potrebu istraživanja konstrukcija i osposobljavanja kadrova u potresnom inženjerstvu; konačno, da prihvate potrebu autoritativne kontrole projekata i izvedbe. Treba, nadalje, osigurati povećanje kvaliteta produkcija nekih građevinskih materijala. Neke od ovih postavki postoje i do sada kao nešto što treba da bude i što se u izvjesnom opsegu i radi, ali odsada treba sve to rigoroznije primjenjivati i realizirati. Za rješavanje nekih od postavljnih problema potrebna je možda svijest o njihovu značaju, za neke su potrebni stručni kadrovi, a za sve zajedno novac.

Pri svemu ovome ekonomska računica treba da bazira na dugoročnim ulaganjima zajednice. Veliki inženjer i istraživač Torroja formulirao je definiciju koeficijenta sigurnosti konstrukcija ekonomskim mjerilima ovako: »Objekt treba da ima toliku sigurnost da suma građevnih troškova i vjerojatne premije osiguranja prigodom katastrofe budu minimalni«. Uz potrebne varijacije i u potresnom inženjerstvu mogu se, barem načelno, postaviti slične definicije koje će obvezatno voditi računa o zahtjevima za očuvanje ljudskih života.

Na kraju navodim opet jedan podatak prof. Mohorovičića koji neka nam bude momento. Na temelju statistika o potresima on je izračunao da će u području Zagreba svaka zgrada čije je trajanje predviđeno oko 150 godina doživjeti jedan veoma jaki potres, oko 15 jakih potresa, oko 100 slabih i oko 2000 veoma slabih. Iz ovoga vidimo da će svaki trajniji objekt u Zagrebu vjerojatno doživjeti potres koji ima snagu razaranja.

Ovim putem zahvaljujem ing. S. Kobolovu koji mi je pružio podatke o zgradama sa zidovima nosivim u oba smjera.

DOKUMENTACIJA I LITERATURA

1) Dokumentacija o učinku potresa na objektima visokogradnje u Skoplju — Izradio IGH 1963
2) Preliminarni izvještaj o uzrocima oštećenja na objektima uslijed potresa u Skoplju — Izradio Savez jugoslavenskih laboratorija 1963
3) Despeyroux: Notre expérience du comportement des construction soumises à un ebranlement sismique — Annales ITBTP, II 1964
4) Torbar: Izvješće o potresu u Zagrebu 1880. godine — Izdala J. A. Z. U. 1882
5) Mohorovičić A.: Djelovanje potresa na zgrade — Zagreb 1911
6) Petković i saradnici: O trusnoj katastrofi u Skoplju 26. jula 1963. godine — Geološki anali Balkanskog poluostrva XXX, Beograd 1963
7) Kasumović: Seizmička aktivnost srednjeg Jadrana i posljednji potresi u Makarskom primorju — Geološki vjesnik, 16/1962. Zagreb
8) Šikić i saradnici: Zapažanja o potresu u Dalmaciji i Hercegovini — Geološki vjesnik 16/62, Zagreb
9) Dimenzioniranje gradbenih objektov v potresnih območjih — Ljubljana 1963
10) Propisi za građenje u seizmičkim zonama SSSR, Rumunjske i Francuske.

S naših i inostranih gradilišta

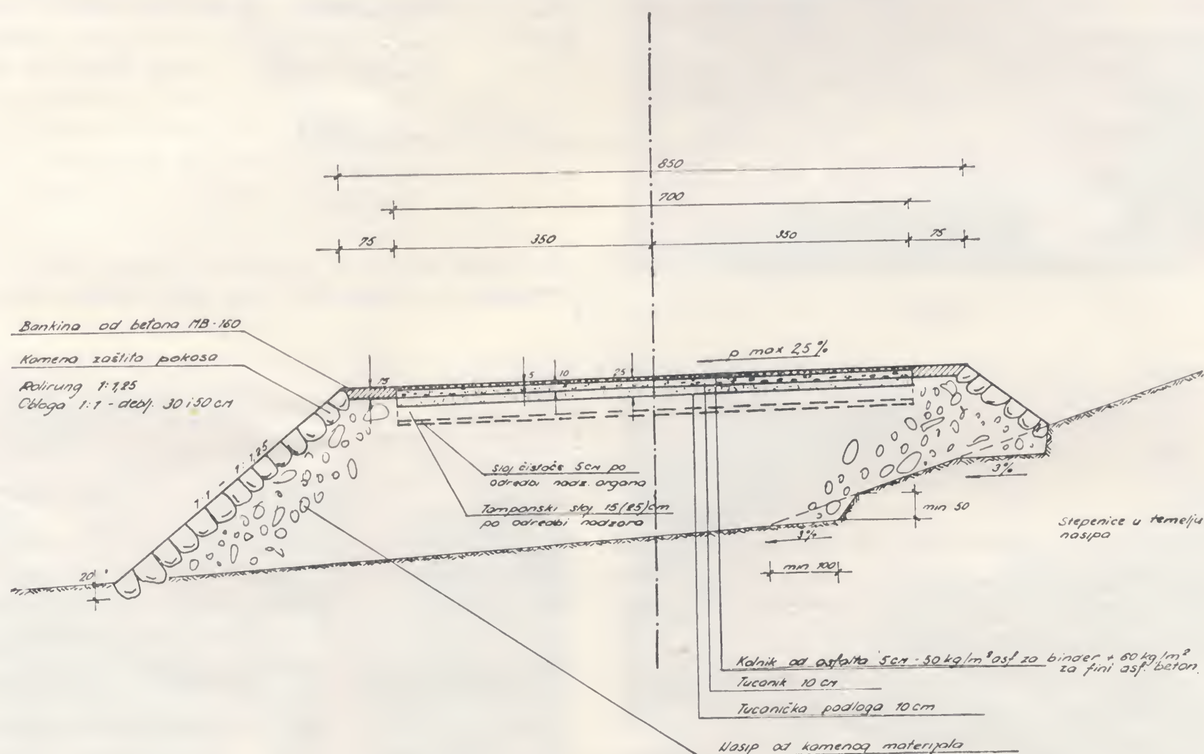
JADRANSKA CESTA — NAJVEĆE GRADILIŠTE U HRVATSKOJ 1964.

Milan Jančiković, Zagreb

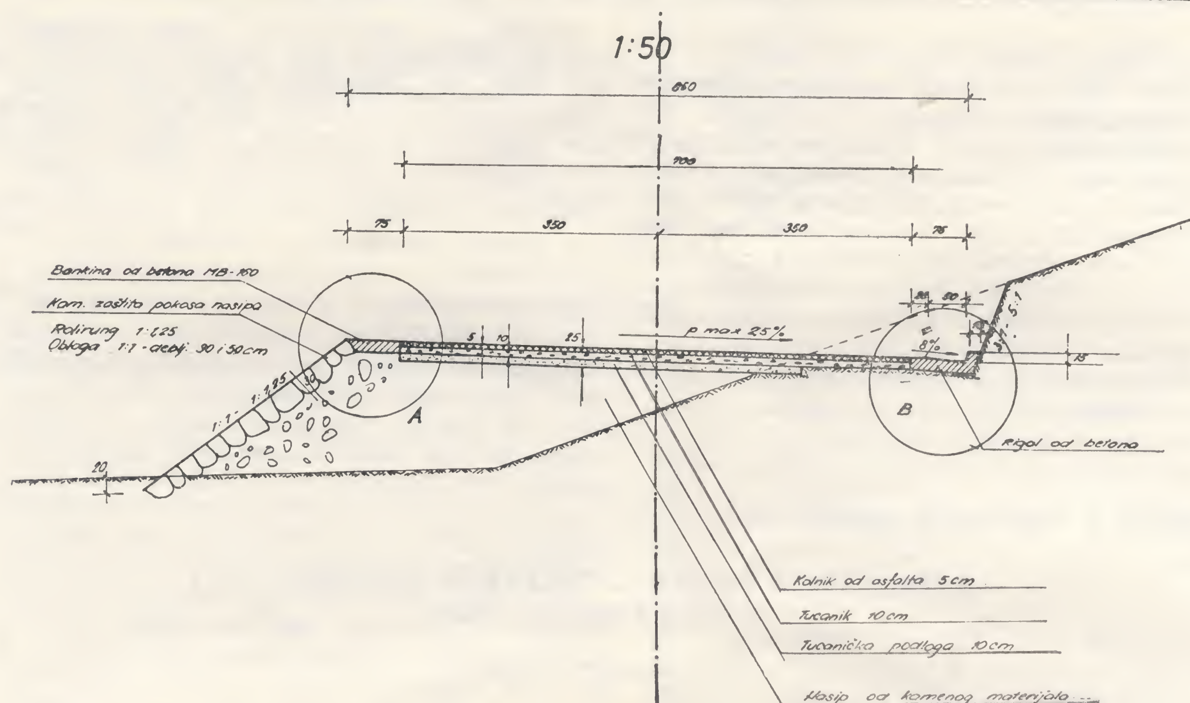
Prema uloženom živom radu, aktivnim sredstvima mehanizacije i visini financijskih sredstava, izgradnja Jadranske ceste u 1964. god. predstavlja nesumnjivo najveći i najznačajniji građevni poduhvat u SR Hrvatskoj.

Na nizu gradilišta raspoređenih po dionicama od Šibenika preko Splita—Makarske—Dubrovnika do granice s SR Crnom Gorom, u dužini od 291 km, danas su u akciji 15 specijaliziranih građevnih poduzeća iz Hrvatske, Srbije, Slovenije, Bosne i Hercegovine i Makedonije.

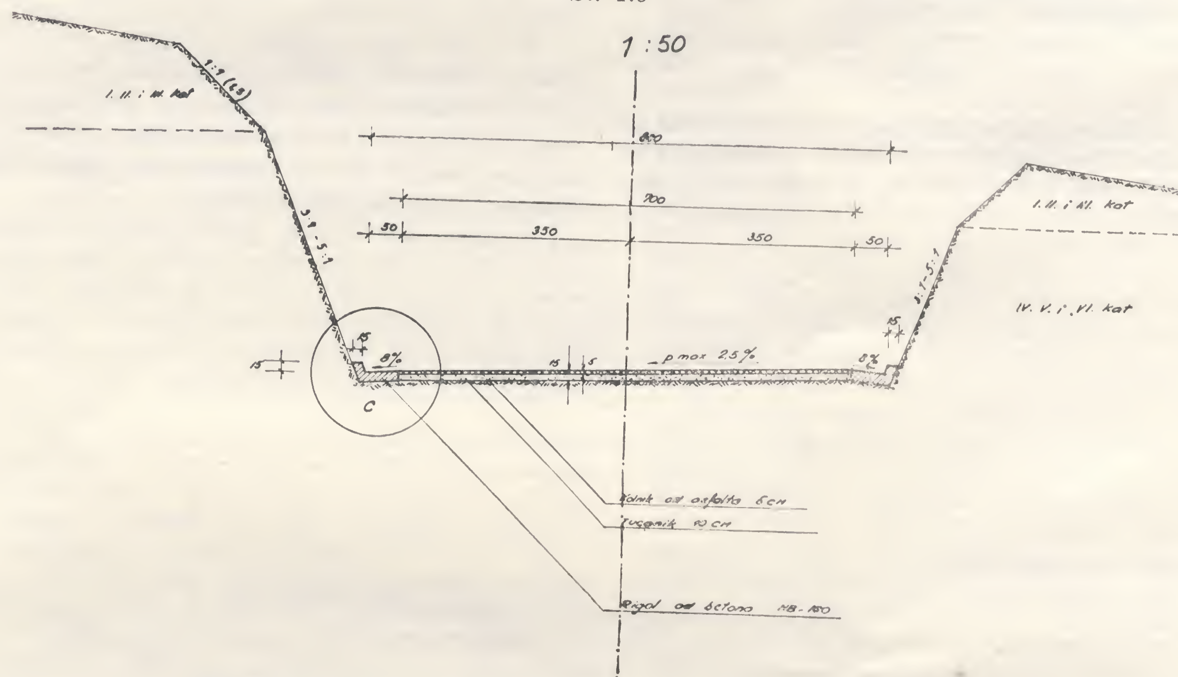
Jadranska cesta počinje od Rijeke i ide preko, Zadra, Šibenika, Splita, Makarske, Dubrovnika, Boke Kotorske, Bara, Titograda, Kolašina, Kosovske Mitrovice i Uroševca do Skoplja, gdje se vezuje na autoput Bratstva i Jedinstva, koji prolazi Moravsko-Vardarskom dolinom.



Sl. 1a



Sl. 1.b



Sl. 1 a, b, c: Normalni profil u mješovitom materijalu, usjeku i nasipu

Od ukupne dužine Jadranske ceste od oko 1200 km (od toga 780 km na primorskom pojasu, a 420 km na kontinentalnom dijelu) na područje SR Hrvatske otpada 666 km. Prije rata izgrađeno je samo 79 km, od 1945—1962, 296 km, prema tome za 1963—1965. god ostalo je izraditi 291 km.

Spora i parcijalna gradnja Jadranske ceste do 1963. god., s jedne strane, a potreba za brzim i konačnim dovršenjem, s druge strane, izazvana vrlo naglim razvojem domaćeg i stranog turizma, navela je Jugoslaviju na aranžman s Međunarodnom bankom za obnovu i razvoj u Vašingtonu, kojim su osigurana dovoljna financijska sredstva za konačno dovršenje gradnje do juna 1965. godine.

Puštanjem u promet Jadranske ceste na cijelom njenom potezu, predstoji nagli privredni razvoj cijelog priobalnog pojasa. Jadranska cesta postaje baza za povećani priliv deviza od inostranog tu-

rizma, građenju turističkih i ugostiteljskih objekata, razvoj industrije naftinih derivata uslijed porasta motorizacije, razvoj prehrambene industrije i domaće radinosti, te cijelog niza drugih privrednih djelatnosti.



Sl. 2—6: Most Morine

Za spomenute radove na cesti u dužini od 291 km, odobreno je 31.300 milijuna (1 km cca 100 milijuna) dinara.

Radovi koji su ustupljeni 1964. god. provedeni su prema međunarodnoj licitaciji. Austrijska, francuska i talijanska građevna poduzeća svojim visokim cijenama nisu mogla biti konkurentna jugoslavenskim građevnim poduzećima, koja su na licitaciji nastupila kao udružena poslovna zajednica. Ovime su naša poduzeća preuzela jednu veliku obavezu prema investitoru, te bi neodržavanje ugovorenih rokova se vrlo štetno odrazilo na naš ugled u inozemstvu i umanjilo mogućnost našeg eventualnog kasnijeg nastupa na inostranom tržištu.

Koliki građevni poduhvat su radovi koje treba izvesti u 1964. i 1965. god., pokazuju ovi podaci:

iskopa u kamenu	3,788.000 m^3
nasipa	3,957.000 m^3
potpornih zidova	102.000 m^3
asfaltnog kolovoza	1,946.000 m^2
cestovnih tunela	550 m

Normalne profile u mješovitom materijalu, usjeku i u nasipu, pokazuju sl. 1a, 1b, 1c.

Poseban problem predstavlja izgradnja znatnog broja većih i srednjih mostova, u ukupnoj dužini od 3.562 m, posebno:

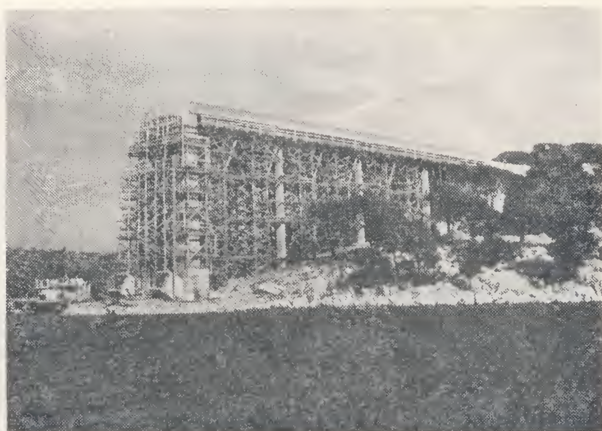
most preko Krke kod Šibenika	390 m
most Morina (Sl. 2, 3, 4, 5, 6)	299 m
most Jadro kod Solina	234 m
viadukt Mostine (Sl. 7)	125 m
viadukt Smokovik (Sl. 8)	100 m
viadukt Podgora I	189 m
viadukt Podgora II	125 m
most preko Neretve kod Rogotina	600 m
most preko Crne Rijeke	100 m
most preko Bistrine	488 m

i

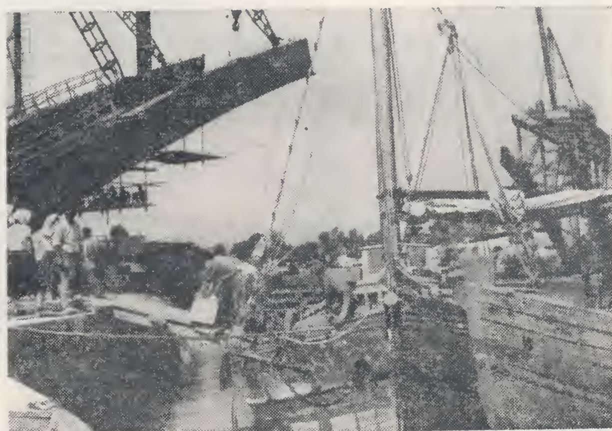
— 486 propusta otvora 1—5 m
— 26 mostova dužine 520 m i
— 15 mostova dužine preko 50 m.



Sl. 4



Sl. 3



Sl. 5



Sl. 6



Sl. 7: Viadukt Mostine kod Ražina



Sl. 8: Viadukt Smokovik kod Primoštena

Sl. 9 prikazuje most Maslenicu kod Zadra, sl. 10 viadukt kod Senja.



Sl. 9: Most Maslenica kod Zadra

Tehnička dokumentacija i pripremni radovi

Za međunarodnu licitaciju bili su izrađeni glavni projekti za sve cestovne dionice, a za mostove preko Krke kod Šibenika i preko Neretve kod Rogotina pripremljeni su samo idejni projekti, jer su ponuđači mogli nastupiti i s vlastitim projektima.

Nakon provedene licitacije i ustupanja radova slijedili su opsežni primremni radovi: eksproprijacija zemljišta, uklanjanje zgrada za stanovanje i gospodarskih zgrada na trasi, premještanje telefonskih, električnih i dalekovodnih vodova. Poseban problem bio je premještanje dalekovoda na onom dijelu trase, koja obilazi zaljev od Trogira do Solina, zbog industrijskog područja (tvornice »Jugovinil«, cementare) i postojanje željezničke pruge.

Organizacija radova

Pravilnim usklađenjem odnosa između nadzorne službe investitora, projektnih organizacija, izvođačke građevne operative i ispostave Instituta građevinarstva Hrvatske, zagarantirano je nesmetano i skladno odvijanje radova.



Sl. 10: Viadukt kod Senja

Zajednica poduzeća za ceste SR Hrvatske kao investitor formirala je, sa sjedištem u Splitu, Investitorsku grupu, u čijem sastavu rade razmješteni po dionicama — 12 inženjera i 20 tehničara. Ovako jak sastav nadzorne službe omogućuje, s jedne strane, kvalitet rada, koji stalno kontroliraju terenski laboratoriji Instituta građevinarstva, Hrvatske, a, s druge strane, neposrednim kontaktom s izvođačima omogućuje se ažurno vođenje građevinskih knjiga i građevinskih dnevnika, te urednu i brzu naplatu situacija izvršenih radova. Pored toga se na licu mjesta rješavaju tekući problemi na trasi, uz suradnju projektne organizacije zadužene za odgovarajuću dionicu (Inženjerski projektni zavod iz Zagreba i »Projekt«, Zagreb).



Sl. 11 i 12: Gradnja dionice Omiš—Makarska



Sl. 12

Radna snaga operative

U 1964. god. na gradilištima Jadranske ceste bilo je u januaru 3300 radnika, u februaru 4100, u martu 5200, u aprilu 5500, i u maju 5600 radnika.

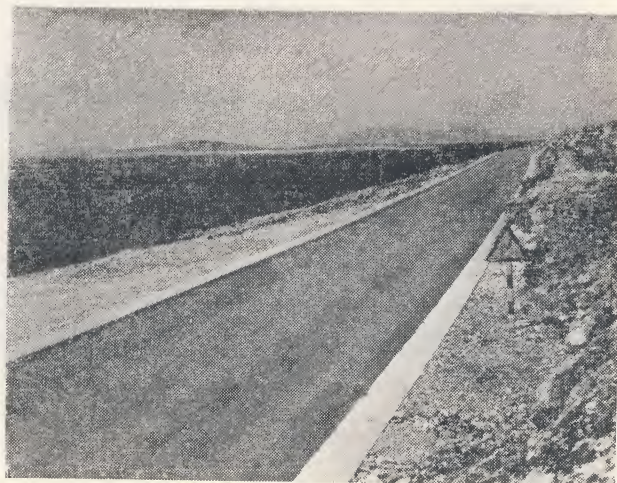
Zamahom građevne sezone koncem juna bilo je na trasi 42 inženjera, 141 tehničar, 168 poslovođa, 217 administrativnih službenika, 405 pomoćnog osoblja, 6900 radnika — ukupno blizu 8000 zaposlenih.

Po dionicama rade ova građevna poduzeća:	Dužina dionice:	Projektant
1. GP »Asfalt«, Rijeka	49,100 km	IPZ, Zagreb Želj. projektni biro, Zagreb Proj. biro Šumarstvo, Zagreb
2. GP »Viadukt«, Zagreb	75,224 km	IPZ, Zagreb
3. GP »Konstruktor«, Split	12,838 km	IPZ, Zagreb
4. GP »Melioracija«, Split	10,300 km	IPZ, Zagreb
5. GP »Autoput«, Beograd	29,750 km	IPZ, Zagreb
6. GP »Hidroelektra«, Zagreb	9,800 km	IPZ, Zagreb
7. GP »Slovenijaceste«, Ljubljana	13,960 km	IPZ, Zagreb
8. GP »Mavrovo«, Skoplje	13,400 km	»Projekt«, Zagreb
9. GP »Bosna«, Sarajevo	6,000 km	»Traser«, Sarajevo
10. GP »Put«, Sarajevo	22,100 km	»Traser«, Sarajevo
11. GP »Planum«, Zemun	9,320 km	»Graditelj«, Dubrovnik
12. GP »Dubac«, Dubrovnik	4,350 km	»Dubac«, Dubrovnik
13. GP »Graditelj«, Dubrovnik	23,020 km	Želj. proj. biro, Zagreb »Graditelj«, Dubrovnik Proj. biro Šumarstvo, Zagreb

Po dionicama rade ova poduzeća:	Dužina dionice:	Projektant:
14. GP »Hercegovina« Mostar	9,000 km	Proj. biro Šumarstvo, Zagreb
15. GP »Mostogradnja«, Beograd	Mostovi Smokovik, Mostine, Jadro, Krka, Neretva i dr.	»Mostogradnja«, Beograd
Svega:	287,162 km	
Mostovi:	3,562 km	
Ukupno:	290,724 km	

Osnovni građevni materijali

Snabdjevanje osnovnim materijalima obavljaju sama građevna poduzeća putem svojih nabavnih službi ili putem veletrgovačkog poduzeća »Gramat«, Zagreb.



Sl. 13—18: Završeni dijelovi Jadranske ceste

Cement je osiguran kod Dalmatinskih tvornica cementa. Kod isporuke se pojavljuju manje poteškoće, najčešće kod transporta.

Betonski čelik je potreban u velikim količinama za mostove. Poduzeće »Mostogradnja« preko »Gramata« nabavlja čelik u Željezari Zenica, ali isporuka nije zadovoljavajuća niti po količini, niti po rokovima. Ovo se odnosi i na valjane limove i profilirano željezo.

Drvena građa je deficitarna i vrlo teško se osigurava, kako po asortimanu, tako po količinama i rokovima isporuke.

Bitumen se nabavlja iz Albanije. Kvalitet albanskog bitumena je vrlo raznolik, tako da se tvrdoća bitumena kreće od mekanih do vrlo tvrdih, bez ikakve oznake na bačvama, što zahtijeva naknadna ispitivanja i sortiranja. Na uvoz albanskog bitumena se moralo orijentirati, jer domaćeg bitumena nema u dovoljnoj količini i kvaliteti za cestogradnje.

Rješenjem Saveznog sekretarijata za financije odobreno je da se za potrebe izgradnje Jadranske magistrale izvrši nabavka cementa, čelika, bitumena i eksploziva po sniženim izvoznim cijenama,



Sl. 14

koje su za oko 30% niže od unutrašnjih i na osnovu kojih su poduzeća dala svoje ponude. Međutim, početkom 1964. god. povišena je carinska stopa za ove materijale za oko 50%, tako da su ti materijali skuplji za oko 10—15%. Ovo je dovelo do povećanja ponuđenih jediničnih cijena. Budući da prema ugovoru investitora, Zajednice poduzeća za ceste SR Hrvatske, s Jugoslavenskom investicionom bankom nije predviđena mogućnost povećanja cijena, trebat će ovaj problem riješiti na adekvatan način.

Građevna mehanizacija

Ako se podsjetimo na količine pojedinih vrsta radova iznijete ranije, razumljivo je, da se one ne bi mogle savladati kod ograničenih rokova izgradnje, bez masovne upotrebe suvremene građevinske mehanizacije. Građevna poduzeća izvršila su velike napore za koncentraciju teške građevne mehanizacije na dionicama Jadranske ceste i njihovu masovnu upotrebu.



Sl. 15

Početkom juna bili su na trasi Jadranske magistrale u pogonu: 140 kompresora, 66 utovarivača, 82 cestovna valjka, 89 drobilica (dnevni kapacitet cca 5400 m³), 58 betonskih miješalica (dnevni kapacitet cca 3600 m³ bet.), 47 buldožera, 86 traktora, 338 dumpera, kamiona i prikolica (zapreminskog kapaciteta cca 1800 m³), 10 asfaltnih baza, i 7 finišera.

Ali i pored uloženih sredstava živog rada i mehanizacije pojavljuju se izvjesni problemi, koji bi mogli utjecati na pravovremeno završenje ugovorenih rokova.

Osnovni problemi u izgradnji Jadranske magistrale pojavljuju se kod nabavke uvozne mehanizacije i osnovnih materijala, te djelomično i osiguranja radne snage. Iako je za nabavku uvozne mehanizacije i rezervnih dijelova još u 1963. god. odobreno 2 milijuna dolara, Jugoslavenska investiciona banka dala je komercijalnu suglasnost za uvoz tek polovinom 1964. god., pa se u izvođenju radova osjeća nedostatak utovarivača, buldožera i gredera, rezervnih dijelova i guma.



Sl. 16

Zbog tog administrativnog zakašnjenja banke, može se očekivati da će isporuka uvozne mehanizacije i rezervnih dijelova uslijediti sa zakašnjenjem, tek ujesen 1964. god. Ovo je dovelo građevnu operativu u situaciju, da mora radove izvoditi uz nenormalno forsiranje mehanizacije, uključujući ju u rad od dvije, čak i tri smjene.

Interesantno je ustanoviti stupanj opremljenosti mehanizacijom (koeficijent opremljenosti), koji pokazuje odnos vrijednosti upotrijebljene mehanizacije prema vrijednosti investicionog objekta. U tehnički razvijenim zemljama ovaj koeficijent opremljenosti mehanizacijom iznosi 0,8—1,2, u gra-



Sl. 17

đevnoj operativi Hrvatske iznosi u prosjeku 0,16, a u poduzećima niskogradnje 0,26.

Vrijednost građevne mehanizacije, koja je polovicom 1964. god. radila na Jadranskoj cesti, iznosi po današnjim tržnim cijenama 9.078 milijuna din.

Vrijednost radova koje treba izvesti u 1964. god. iznosi 17.100 milijuna dinara.

Prema tome koeficijent opremljenosti mehanizacije na gradnji Jadranske ceste u 1964. god. iznosi

$$\frac{9.078,000.000}{17.100,000.000} = 0,53.$$ Ovo pokazuje općenito visok stupanj mehanizacije, koji je dvostruko veći negoli prosjek poduzeća niskogradnje. Ako ovaj vrijednosti mehanizacije dodamo cca 1 milijardu nove mehanizacije, koja će biti nabavljena iz inostranog zajma i pristići na gradilišta ujesen 1964. god., koficijent opremljenosti mehanizacijom povećat će se na 0,60.

Stanje radova polovinom 1964. god.

iskopa je izvršeno	2,350.000 m³, ili 62 %,
nasipa	2,120.000 m³, ili 54 %,
potpornih zidova	65.000 m³, ili 64 %,
tamponskog sloja	117.000 m², ili 52 %,
podloge	517.000 m², ili 32 %,
i asfaltnog zastora	565.000 m², ili 29 %.



Sl. 18

Sl. 13—18 pokazuju završene dijelove Jadranske ceste. Sve fotografije dobijene su od Zajednice poduzeća za ceste SR Hrvatske.

Do sada izvedeni radovi pokazuju da je uspješnim zalaganjem građevne operative, dobrom organizacijom rada i korištenjem mehanizacije moguće izvršiti postavljene zadatke u predviđenim rokovima. Pri tom će biti presudni radovi tokom VII, VIII, IX i X mjeseca 1964. god., koji su mjeseci najpovoljniji za cestograđevne radove.

Od početka do polovice 1964. god. završeno je između Šibenika i Dubrovnika 88 km asfaltnog kolovoza, dovršeni su mostovi »Jadro«, »Smokovik« i »Mostine« u ukupnoj dužini od 450 m.

Završena je i montaža čeličnog luka mosta »Morine«, tako da će do 1. VIII 1964. god. Split biti potpuno povezan asfaltnom cestom od Zagreba preko Rijeke, Zadra i Šibenika.

Dio Jadranske ceste Omiš—Makarska—Podgora —Drašnice, čiji je rok dovršetka 31. XII 1964. god. već je predan u saobraćaj u dužini od 24 km, a ostatak će biti gotov do oktobra 1964. god. Dakle ova dionica će biti predana saobraćaju dva mjeseca prije roka.

Na dionici Slano—Dubrovnik i Dubac—Ćilipi radovi se odvijaju tako, da će biti predani u ugovorenom roku, 1. V 1965. god.

Prema tome, do polovice 1964. god. izvedeno je 88 km, do kraja godine završiti će se daljnjih 70 km, što čini u 1964. godini ukupno 158 km, te za 1965. do 1. maja ostaje za izradu daljnjih cca 100 km ceste.

Na temelju ovakvog stanja, dosadašnjeg zalaganja građevne operative, i pored izvjesnih problema, postoji uvjerenje, da će se zadatak dovršenja Jadranske ceste na teritoriju SR Hrvatske izvršiti u predviđenom roku.

Građevni materijali

UPOTREBA I PRIMJENA MRAMORA U RACIONALNOJ STAMBENOJ IZGRADNJI

Zdravko Stanić, Beograd

Mramor je suvremen i ekonomičan građevinski materijal. Njegova je upotreba u svakoj izgradnji ekonomična, pa je takva i u racionalnoj stambenoj izgradnji. Ovoj će se tvrdnji jedni čuditi, potaknut će ih na razmišljanje, a drugi će to njegovom upotrebom dokazati. Zbog toga nije ni najmanje smjelo, što se pojavljujemo s ovakvom temom, već je to upravo i potrebno.

Stvorili smo i još uvijek stvaramo jedno psihološko raspoloženje o mramoru kao luksuzu, odnosno vrijednom i skupom materijalu. Tačno je od ovoga samo jedno, a to je, da je mramor vrijedan materijal, ili bolje rečeno — mramor ima svoju određenu upotrebnu vrijednost, i da zbog toga nije luksuz, a niti skup. Ako on svojim izgledom djeluje lijepo, svježe, estetski i funkcionalno rješava zamisli i želje i potrebe, to nije luksuz. Isto tako, ako mramor svojom postojanošću, izdržljivošću i trajnošću za mnoge generacije ostaje skoro neuništiv materijal, on tada nije ni skup.

Međutim, tačno je da mramor stvara atmosferu i izaziva poštovanje, i mišljenje o mramoru kao luksuzu postoji vjerojatno iz nasljedstva prošlosti. Mramor se smatrao luksuzom i zato, što je stari način proizvodnje bio takav da je u razvoju modernog građevinarstva mramor postajao neekonomičan. Industrijalizacijom proizvodnje mramora počela je i njegova rentabilnost. Međutim, negativno psihološko raspoloženje koje se stvorilo o mramoru na tržištima u nekim zemljama Evrope i Amerike ima korjena i u poslovnoj nelojalnosti. Na taj se način željelo omogućiti novu proizvodnju umjetnih mramora i tako mramor potisnuti iz tržišta. Naročito poslije rata takva proizvodnja novih građevinskih materijala je zauzela svoje mjesto u svim razvijenim zemljama. Ovi novi materijali bili su prividno jeftini a težnja za novitetima omogućila im je veliku i široku potrošnju.

Poslije perioda široke upotrebe ovih novih materijala, potrošači evropskih i američkih zemalja povratili su se mramoru. I to ne samo u monumen-

talnim administrativnim zgradama ili objektima društvenog standarda (škole, bolnice, kasarne i sl.), već u socijalnoj ili stambenoj izgradnji.

Ovim što smo rekli o novim građevinskim materijalima, ne negiramo određene kvalitete takvim novim materijalima, ali se mramor danas u tim zemljama znatno ugrađuje i ima određenu upotrebu, i do danas ga ni jedan nadomjestak nije mogao zamijeniti.

Poznato je, da je mramor stvarno bio vezan uz određen tradicionalni način i konzervativnu tehniku gradnje u. građevinarstvu. Da je on u svom načinu proizvodnje i u svojoj primjeni i danas takav ostao, ne bi imali pravo da branimo navedenu tezu. Međutim, industrijski progres zahvatio je i eksploataciju i preradu mramora. Od zanatskog načina proizvodnje prešl ose na industrijski sistem velikih količina.

Naša jugoslavenska proizvodnja mramora, danas industrijski organizirana, kroz izvoz svojih proizvoda uslužuje građevinarstvo evropskih i vanevropskih zemalja i postiže priznanje svjetskog tržišta. Prema tome, naša industrija mramora može da učestvuje sa svojim proizvodima mnogo više u potrošnji i na domaćem tržištu građevinarstva. Dok je mramor na domaćem tržištu poznat uglavnom u izgradnji određenih državnih, društvenih ili privrednih monumentalnih objekata, dotle je na tržištu stambene izgradnje malo ili nimalo poznat ili je upotrebljavan u zbilja neznatnim količinama. Zbog toga želimo dokazati da potrošnja mramora u racionalnoj stambenoj izgradnji ima svoje ekonomsko opravdanje, jer je mramor ekonomičan i suvremen.

U svakoj privrednoj djelatnosti ekonomičnost mora biti uzeta u obzir, ali treba također upoznati i metod kojim se ona stvarno postiže. Ekonomičnost nije samo gledana kroz dinar, nego gledana i u drugim faktorima. Kod mramora su to vrijednosti koje drugi materijali ne posjeduju. Zbog toga bi pogrešne koncepcije o ekonomičnosti i danas mogle spriječavati upotrebu mramora u suvremenoj racionalnoj izgradnji.

Ako uzimamo u obzir samo cijenu ovog ili onog materijala u odnosu na mramor, tada još uvijek nismo ustanovili ili dokazali koja je cijena povoljnija. Bolje rečeno, prevarili bi se ako bi odmah odbili mramor, jer bi njegova cijena bila u ponudi nešto veća od drugih materijala. U svakoj investiciji, a naročito ovo vrijedi za mramor, moramo promatrati: početne troškove — koji su samo početni; stvarne troškove koje sačinjavanju početni troškovi plus godišnji troškovi održavanja, pomnoženo s predviđenim vijekom trajanja objekta kroz godine.

I zato, ako uspoređujemo samo početne troškove, drugi će materijali biti vjerojatno nešto jeftiniji, ali ako usporedimo stvarne, konačne troškove, mramor je mnogo povoljniji. To je zbog toga, što njegovo održavanje kroz godine košta najminimalnije. Svaki drugi materijal zahtijeva veću brigu i pažnju i mnogo veće troškove održavanja, restauriranja, a rok trajanja u upotrebi je kraći. Prema tome je ovaj drugi materijal, za koji smo mislili, s obzirom na jeftinu početnu cijenu, u stvari skup. Ako ne nama, trenutno, a ono društvu i našim pokoljenjima.

Tehnički komitet Instituta za mramor SAD (MIA) u jednoj svojoj studiji ustanovio je, da se mramor amortizira u devet i po godina, zbog vrlo niskih troškova održavanja a velikog vijeka trajanja. Upravo zato oko 70% arhitekata MIA smatra mramor ekonomičnim u komparaciji s drugim materijalima. »Ima nekoliko načina ekonomičnosti, od kojih neki predstavljaju lažnu uštedu koja se skoro pretvara u gubitak. Jedna od takvih "ekonomičnosti" je upotreba slabijih i manje vrijednih materijala čija je instalacija jeftina, ali je vrlo skupo održavanje normalnog vijeka takve zgrade« — kaže se u spomenutoj studiji. Prema tome amerikanci nastoje dokazati da se mramor brzo amortizira u svojim početnim »ekstra« troškovima, nakon čega ugrađeni mramor predstavlja štednju.

Često se puta misli da je glavna momentana ušteda, a kako će kasnije biti, neka se misle drugi. Takva mišljenja s društvenog stanovišta su negativna i nemaju ništa zajedničkog s društvenim shvaćanjima rada i koristi koje od toga rada moraju osjetiti buduće generacije društva. U našoj praksi događa se često da je investitor jedno pravno lice a korisnik stambene zgrade drugo pravno ili fizičko lice. Kad bi investitor bio korisnik, ili obratno, korisnik — direktni investitor, sigurno je da bi se više pažnje polagalo ovakvoj ekonomičnosti.

Omogućiti jači utjecaj stanara na jeftiniju stambenu izgradnju — je preporuka Savjeta za građevinartsvo SPK. Ovo je u našoj raspravi vrlo interesantno. Npr. kada bi se prosječno ugradilo po svakom stanu 1 m² mramora, koliko bi to poskupilo cijenu jednog stana? Ocijenimo da vrijednost jednog stana iznosi 3 milijuna dinara, ugradnja 1 m² mramora poskupila bi stan za cca 9000 dinara ili za 3%. Sadašnji rok otplate stana je 30 godina (iako je to kratak rok), i jednostavnom računicom se dolazi da stan u godini bio skuplji za 300, ili za 25 dinara mjesečno.

Ako bi govorili neekonomskim jezikom, to bi bilo poskupljenje, a ako to prevedemo na ekonomski jezik — to je onda pojeftinjenje. Smatrajući tvrdnju američkog instituta tačnom — onda nam mramor daje 20 godina dividendu. Međutim, ako uzmemo stvarni vijek trajanja zgrade ili vijek trajanja mramora, onda je to velika ušteda. Znamo da nije rijetko da se zgradu zbog trošnosti ruši, a mramor se i dalje koristi za ugrađivanje i izgradnju nove zgrade. Prema tome, stan nije i neće biti skuplji ako se u njega bude ugrađivao mramor.

Često čujemo, da mi ne možemo danas ono što mogu drugi, većeg standarda, međutim, upravo njihovi arhitekti, njihovi vlasnici i upravitelji zgrada mnogo više polažu računa na rentabilnost od nas, i stoga bi najmanje imali razloga i bili senti-

mentalni prema mramoru kao građevnom materijalu. Da li onda zbog povišenja stanarine od 25 ili 50 dinara mjesečno (ako se prosjek ugradnje poveća) treba čekati da se naš standard povisi, ili da to činimo sada i da kroz konačno pojeftinjenje povisimo standard.

Dajemo pregled upotrebe mramora u nekim zemljama: U Njemačkoj je upotreba mramora u posljednjih nekoliko godina uzela maha u izgradnji »socijalnih« stanova, i to za podove, stepeništa, ulaze, zidna oblaganja, prozorske klupice i sl. (DIN 18332, 18511 i 18513). U Italiji tvrde da se mramor nije povratio samo suvremenoj arhitekturi, već da se u stambenoj izgradnji osjeća težnja za upotrebom mramora ne samo kod srednje klase nego i u radničkim familijama. Tako je VII kongres građevinarstva Italije preporučio upotrebu mramora u ekonomičnom građevinarstvu »narodnog tipa«. A još 1954. god. je Predsjedništvo vrhovnog savjeta za javne radove Italije predvidjelo obavezno ugrađivanje mramora od 10% u »narodnom« građevinarstvu.

U Francuskoj, Belgiji i Švicarskoj upotrebljava ju mramor u industrijalizaciji građenja u montažnim panoima i uopće u montažnoj gradnji (npr. sistem »Revetement Felliculaire« br. 1434/1960.).

U Americi su proizvodi od mramora detaljno standardizirani i u širokoj su primjeni, naročito za unutarnja oblaganja. U SSSR postoje mnogi standardi za ispitivanje i primjenu mramora.

Iz inostrane stručne literature se vidi, da se mramor upotrebljava u stambenoj izgradnji, i to za oblaganje podova i zidova, ulaza, oblaganje stepeništa, za zidne i podne ploče, za prozorske klupice, za proizvodnju montažnih panoa na vanjskim i unutrašnjim površinama.

I u našoj stambenoj izgradnji smatramo da mramor može imati istu ovu primjenu. Znamo da se ulazi zgrada dotjeruju raznim premazima, koji se obično već kod uselenja oštećuju. Međutim, ni jedan materijal ne može tako korisno poslužiti u tu svrhu kao mramor. Ukoliko se u prizemlju zgrada predviđaju lokali, mramor ima naročito takvu dobru primjenu.

Predlažemo za upotrebu ove proizvode (prijedlog standarda): podne ploče veličine 20×20 do 50×50 cm, zatim 20×30, 40×60 ili 10×20, 20×40, 30×60; podni parket i rubovi, širine 5, 7,5, 10 i 15 cm, dužine 20 do 60 cm; zidne ploče veličine 30×30, 50×50, 30×60, 40×60. Za sve ove proizvode predviđa se debljina 20 mm, iznimno prema vrsti — do 25 mm. Prozorske klupice od mramora mogu biti i vanjske i unutarnje. Predložena je debljina 20, odnosno 25 mm. Stepeništa mogu biti potpuno obložena mramorom, ili u kombinaciji s drugim materijalima. Mramor se za ovu svrhu može upotrijebiti u tipiziranoj proizvodnji betonskih stubišta. Debljina gazišta bi mogla biti 30 mm, iako se do sada ugrađuje i 20 mm, dok bi lica stepeništa i rubovi mogli biti debljine 20 mm, a možda i niže. Kod stepeništa su naročito važne »podeste« koje obložene bijelim vrstama, mogu rješavati i faktor svjetla stubišta. Niska ili visoka prizemlja oblaganjem mramora zaštićujemo od atmosferilija ili drugih oštećenja.

Kod nas se tek počinje s ispitivanjem upotrebe mramora u montažnim panoima, i nadamo se da ćemo postići rezultate za uspješnu primjenu, kao što je to učinjeno u mnogim zemljama.

Nakon ovih obrazloženja i preporuka gdje i kako se mramor može upotrebiti, moramo napomenuti još jedan važan faktor, a to je da upotreba mramora za određenu primjenu zavisi o kemijskim, fizičkim i mehaničkim osobinama pojedinih vrsta mramora. Instinktivno se više ne može raditi, treba atestima materijala omogućiti svrsishodnu potrebu. Stoga je potrebno upoznati arhitekte i projektante o osnovnim karakteristikama pojedinih vrsta mramora. Ovo i pored toga što mramor nije nepoznanica.

Mi smo skupoću odnosno pogrešnu impresiju o skupoći mramora negirali. Međutim, to ipak praktički zavisi i o tzv. komparativno proporcionalnoj cijeni materijala (misli se na razumnu diferenciju u komparaciji s drugim materijalima. Cijena bi morala biti još povoljnija, a to naši proizvođači mogu postići modernizacijom mehanizacije, većom proizvodnošću, ali i brzom i većom realizacijom svojih proizvoda.

Navodimo nekoliko faktora koji mogu doprinijeti rješenju ovog pitanja. Osiguravanjem potrošnje u stambenoj izgradnji, naša industrija mramora može čvršće planirati proizvodnju i iskoristiti u potpunosti svoje kapacitete. Taj faktor velikih količina daje mogućnost povoljnih cijena. Iako je plan stambene izgradnje oko 150.000 stanova godišnje, i kada bi ostala predložena upotreba od 1 m^2 mramora po stanu, to bi naša industrija mramora u sadašnjim uslovima mogla podmiriti. Međutim, ako bi prešli na veću potrošnju mramora, naša industrija mramora mogla bi i tu potrebu zadovoljiti uz modernizaciju svojih postrojenja.

Standardizacijom proizvoda postiže se da proizvodi budu uvijek raspoloživi, odnosno upotrebljivi. Osim toga, uklapanjem standarda u modularnu koordinaciju u građevinarstvu postižemo bolju, efikasniju i masovniju primjenu mramora u industrijalizaciji građenja. Tako standardizirani proizvodi će imati i nižu cijenu negoli proizvodi po specijalnim narudžbama. Također i prihvaćanje standarda manje veličine od one konvencionalne, snižava i cijene, što je naročito važno u troškovima prijevoza zbog manjih težina, u jednostavnijim konstruktivnim rješenjima, a da se i ne govori o uštedi materijala.

Navedenom upotrebom i primjenom došle bi do izražaja posebne sposobnosti mramora, kao što su: funkcionalnost, estetika, originalnost izgleda, održavanje uz neznatne troškove, jednostavno održavanje čistoće i higijene, postojanost, otpornost na temperaturu i atmosferilije, izolacije buke, itd.

Željezara Sisak

TELEFON: 21-22
TELEX: 02-158
BR. RAČUNA KOD NARODNE
BANKE SISAK 405-11/1-3

Željezara Sisak osvojila je proizvodnju novog sistema skelaža, pod nazivom skelaža tipa »VEZES« i skelaža tipa »KSK«. BRZOMONTAŽNI »KSK« SISTEM građevinske skelaže predstavlja tehničko i ekonomsko poboljšanje dosadašnjih sistema skelaže, a pogodan je za građenje u velikim visinama i za velika opterećenja, te praktičan za sve vanjske i unutrašnje radove.

Svi osnovni oblici sastavljaju se bez upotrebe spojnica i bez ključa, a samo u specijalnim oblicima konstrukcija, a koje proširuju univerzalnost primjene — upotrebljava se univerzalna kombajn spojnica, koja se u takvim slučajevima ulaže na mjesta, gdje ne može kliznuti, pa je povećana i sigurnost »KSK« sistema.

Brzomontažni »KSK« sistem skelaže usprkos svoje univerzalnosti u primjeni, sastoji se od svega četiri osnovna konstruktivna elementa:

1. montažnih cijevnih okvira,
2. brzomontažnih horizontalnih i dijagonalnih vezača,
3. Elastičnih kombajn spojnica,
4. pomoćnih štapova — utikača od betonskog željeza.

Sva skelaža »KSK« sistema može se sistematizirati u tri glavne grupe:

I. Fasadna skela »KSK« - sistema za 500 m².
Proračunska maksimalna korisna visina 43,0 m, moguća širina polja 2,85 — 3 m.

II. Tornjevi za građevinska dizala.
Proračunska građevna visina 43 m, nosivost 1000 kg.

III. Prostorne nosive podgrade za građenje hala, mostova i viadukata.
Građevna visina prema načinu ukrućenja i statičkom proračunu.

Kombinacijom slaganja elemenata dobivamo tešku i laganu fasadnu skelu; mali i veliki toranj i nosivu podgradu za opterećenje 600 kg/m².

Prednost ove skelaže je sigurnost i ekonomičnost, kako zbog jednostavne i brze montaže, što predstavlja uštedu u radnoj snazi, tako i zbog laganog prenosa i prijevoza. I univerzalna primjena koja je uslovljena velikim brojem kombinacija sastavljanja i sklapanja raznih montažnih konstrukcija, predstavlja prednost ove skelaže.

Sve to omogućava znatna olakšavanja kod izvođenja građevinskih radova, a time omogućava i sniženje cijene istih.

U KONSTRUKCIJE TIPA »VEZES« SPADAJU

1. Fasadna cijevna skela sa spojnicom,
2. Cijevni podupirači za građevinarstvo,
3. Skela za dizalicu.

Fasadna cijevna skela sastavljena je od četiri osnovna elementa:

— cijevi 48, 25/3,25 mm u dužini 1,6 i 2,4 i 5 m,
— spojnice tip »VEZES«,
— umetka,
— oslonca.

Standardne dimenzije fasadne skele su ove:

Visina 22 m, dužina 22,5 m, širina 1,3 m. Cijevi iz kojih se izrađuju skele mogu biti bešavne i šavne, zaštićene od korozije temeljnom bojom. Elementi cijevne fasadne skele mogu se upotrijebiti za izradu svih vrsta skela u građevinarstvu, kao npr. skela za fasadu, lakih pokretnih, teških nosivih, tribina, krovnih nosača i dr. Skela je ekonomična u pogledu svoje izrade kao i transporta, održavanja i uskladištenja.

Prodajna jedinica skele je 500 m².

Spojnice za cijevi tip »VEZES« izrađene su iz kvalitetnog čeličnog lima, a mogu biti jednostruke, dvostruke i okretne. Služe za spajanje dviju cijevi, a prednost im je što je vijak nadomješten klinom, što omogućava:

jednostavno rukovanje,
brzu montažu,
sigurnost u radu,
lako održavanje,
dug vijek trajanja.

CIJEVNI PODUPIRAČ tipa »VEZES« izrađen je iz čeličnih cijevi dimenzije Ø 60,3 × 3,6 i 48,3 × 3,2 mm. U građevinarstvu služi za podupiranje podova i oplate kod stropova, navoja, greda i dr., a u rasponu visina 1,9 — 3,35 m.

Zamjenom gornje cijevi s posebnim produženim umetkom ili cijevi iz fasadne skele, moguće je prema potrebi podupiranje raspona i preko 3,35 m visine. Podupirač je težak 18 kg, a od alata za zabijanje klina služi čekić težine 0,5 kg.

Cijevni podupirač tipa »VEZES« ispitan je u Institutu za građevinarstvo SRH, te su s obzirom na nosivost dobiveni rezultati prikazani u donjoj tabeli. Nosivost je izražena u kilogramima, a zavisna je o broju udaraca čekićem težine 0,5 kg po klinu

Broj udaraca	Nosivost
1	3.250
2	6.400
3	7.650
4	8.150
5	8.500
6	8.600

Pod brojem udaraca podrazumijeva se ukupan broj udaraca od početka zabijanja klina čekićem težine 0,5 kg. Za normalnu upotrebu podupirača, uz korisnu nosivost od 500—750 kg, dovoljan je jedan jači i dva slabija udarca.

SKELA ZA DIZALICU montažnog je tipa i služi za normalnu građevinsku plato dizalicu nosivosti 1000 kg. Visina skele za dizalicu je 21 m, a tlocrtna veličina od 2,135/2,135 m.

Skela je izrađena od čeličnih cijevnih elemenata, koji međusobno učvršćeni i povezani tvore toranj za dizalicu. Težina skele s platoom bez motora za pogon iznosi 2.220 kg.

Kombinacijom elemenata skele za dizalicu dobivamo različita skladišta, garaže, pomične skele i dr.

Statički proračun i ispitivanje, kako elemenata tako i cijele skele za dizalicu tip »VEZES« XII izvršio je Institut građevinarstva SRH. Skela za dizalicu tip »VEZES« XII po svojoj konstrukciji i faktoru sigurnosti u potpunosti odgovara svojoj namjeni.

Prema podacima konstruktora Ing. Krunoslava Kljakovića i Viktora Štrbenca, sastavila: U. K.

